



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA NAVE INDUSTRIAL DE ALMACENAMIENTO Y VENTA DE REFACCIONES PARA MAQUINARIA PESADA EN LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH.

Tesis

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

Presenta:

Julio César Juárez Gómez.

Asesor:

I.C. Sandra Natalia Parra Macías.

Uruapan, Michoacán, a 28 de enero de 2022.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS.

Quiero agradecer de una forma distinta; no solo como quien triunfa, sino como quien también sobrevive.

A mis Padres: Elvia Judith Gómez Martínez y Julio César Juárez Acosta.

Para ellos; Perdón y gracias.

Perdón por tardar tanto, y Gracias por confiar en mi mas que lo que yo mismo lo hago.

Gracias Mama por insistir, y Gracias Papá, por siempre estar. Con infinito amor, lealtad y respeto, entrego en sus manos esta investigación que inicié sin conocer mucho del tema.

A la maestra Sandra Natalia Parra Macías, por su gran paciencia y su infinita experiencia en el campo de las estructuras, a ella y su apoyo. Gracias.

Al Ingeniero Anastacio Blanco Simiano. Por su trato humano y su excelente acompañamiento.

A mi amigo el Ing. Luis Antonio Cortes Magaña por siempre insistir y confiar en mi talento.

A mi amigo y Maestro, Lombardo de Tiana, por iniciarme en las lecturas de Seneca, Marco Aurelio y la Doctrina Estoica, y entender la diferencia entre lo que depende de mi y lo que no depende de mi para llevar una vida equilibrada y sana.

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes	1
Planteamiento del problema	5
Objetivo	6
Pregunta de investigación	6
Justificación	7
Marco de referencia	8

Capítulo 1. Análisis estructural.

1.1. Definición	11
1.2. Definición de estructura	14
1.3. Clasificación de las estructuras.	15
1.3.1 Estructuras isostaticas.	17
1.3.2 Estructuras hiperestáticas.	17
1.4. Tipos de estructuras	18
1.4.1. Armaduras.	19
1.4.2. Cables y arcos20

1.4.3. Marcos	21
1.5 Acciones.	22
1.5.1 Carga muerta.	29
1.5.2 Carga viva.	31
1.5.3 Cargas accidentales.	32
1.5.4 Cargas por viento.	33
1.6 Resultados de las cargas en los elementos estructurales.	34
1.6.1 Carga axial.	35
1.6.2 Fuerza cortante.	36
1.6.3 Momento flexionante.	37
1.7 Ecuaciones de equilibrio.	40

Capítulo 2.- Diseño estructural.

2.1. El ámbito del diseño estructural	43
2.2. Tipos de estructuras.	45
2.3 Clasificación de las estructuras conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad.	45
2.4. Proceso del diseño estructural	47

2.5	Estructuración	51
2.6	Análisis	54
2.7	Dimensionamiento	57
2.8.	Relación entre diseño y análisis estructural.	59
2.9.	Criterios del diseño estructura.	60
2.10.	Reglamentos de diseño.	63
2.11.	Materiales usados en estructuras.	64
2.12.	Concreto y concreto reforzado	65
2.13.	Propiedades del concreto reforzado	67
2.14.	Diseño y análisis de concreto reforzado	68
2.15.	Acero para estructuras habitacionales.	69

Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y microlocalización.

3.1.-	Generalidades.	74
3.1.1.	Objetivo.	76
3.1.2.	Alcance del proyecto.	76
3.2.	Resumen ejecutivo.	76

3.3. Macro y microlocalización.	77
3.3.1. Geología regional y de la zona de estudio.	81
3.3.2. Hidrología de la zona.	81
3.3.3 Uso de suelo regional y de la zona de estudio.	82
3.4. Informe fotográfico.	84
3.4.1 Problemas de drenaje.	85
3.4.2 Estado físico actual	88
3.5 Alternativas de solución	88

Capítulo 4.- Metodología de la investigación.

4.1 Metodología de la investigación.	89
4.2 Enfoque de la investigación.	89
4.3 Diseño de la investigación.	90
4.4 Alcance de la investigación.	94

Capítulo 5. Calculo, análisis e interpretación de resultados.

5.1.- Análisis de cubierta.	97
-------------------------------------	----

5.2.- Calibre de la cubierta.	100
5.2.1. Características técnicas de la lámina empleada en la cubierta.	101
5.2.2. Selección del perfil. (Criterios obtenidos por el fabricante).	103
5.3. Peso propio de la cubierta (análisis de cargas).	107
5.3.1. Análisis de cargas.	108
5.3.2 Sistema de áreas tributarias.	110
5.3.3 Transmisión de momentos a la estructura.	111
5.4. Análisis estructural	116
5.4.1. Análisis por viento.	116
5.4.2. Velocidad de diseño.	118
5.4.3. Empuje estatico del viento..	118
5.4.4. Coeficientes de empuje y presiones.	119
5.5. Diseño de placas resistentes a momento.	125
5.5.1. Teoría y metodología del diseño de placas base.	128
5.5.2. Diseño de placas y anclajes.	129
5.5.3. Diseño del Nodo A-1.	133
5.5.4. Diseño de anclas	137

5.6. Diseño de trabe carril para montaje de la Grúa Viajera	145
5.7. Diseño de ménsulas	157
5.8. Diseño de columnas.	168
5.9. Diseño de armaduras	235
5.9.1. Diseño de las anclas.	239
5.10. Diseño de zapatas de cimentación.	248
Conclusiones	262
Bibliografía..	267
Anexos.	

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Durante la historia del hombre, la alimentación y los refugios han sido y seguirán siendo piezas fundamentales de su desarrollo. Según Noah Harari (2013) Fueron dos los descubrimientos que coadyuvaron al desarrollo humano, a su evolución: el primero fue el descubrimiento del fuego y el segundo la agricultura. Con el primero, la carne de las presas obtenidas durante la caza, era expuesta al radiante calor de la lumbre, una extraña honda emitida por la combustión de madera que encendía cuando se aplicaba fricción con otro cuerpo de su naturaleza, con esto, nuestra especie y muy puntualmente el organismo del humano que consumía grandes cantidades de energía en la digestión se encontró con un proceso de descomposición de los alimentos que lo libraba de muchas horas de sueño necesario para absorber los nutrientes de sus alimentos. Al calentar su comida o asarla era más fácil digerirla, su recurso energético, derivado de su alimentación no eran consumidos y se acumulaba en una gran reserva física, la adaptación supo jugar con el aprovechamiento de este recurso y ocurrió algo que hasta la fecha estudiosos de dicha teoría consideran un milagro; el cerebro absorbió todos los nutrientes y trabajo que el cuerpo empleaba en la digestión fueron gestionados por el cerebro para su desarrollo.

Como consecuencia de lo anterior, era más fácil pensar con un órgano que se desarrollaba tanto con tantos nutrientes, (algunos especialistas aseguran que la forma arrugada del cerebro se debe a que su crecimiento fue tan rápido que ni siquiera logro adaptarse a la forma del cráneo) y esto trajo como consecuencia un fenómeno que ayudo a la especie a salir de los estratos más bajos de la cadena alimenticia y

convertirse en un depredador gracias a la observación. Por medio de ésta, era más fácil ubicar lugares, conocer caminos, identificar frutas y diferenciarla de especies venenosas, así como escuchar y reconocer el entorno, los animales que podrían comerse y los animales difíciles de cazar.

A pesar de esto, la especie padecía aun del mal de depender absolutamente de la cacería y la recolección, y con la desmesurada explotación de los recursos de la zona se veía obligado a desplazarse a un nuevo lugar, con más especies para cazar, con otro tipo de vegetación, clima, terreno y nuevos grupos de humanos que indudablemente discutían por permanecer en ese sitio y el aprovechamiento de los recursos.

Se dice que el segundo descubrimiento fue hallazgo de un grupo de mujeres que al administrar los recursos vegetales y enterrar los sobrantes, descubrieron que la planta que proveía las especies frutales crecía en la zona donde se enterraban los desechos, con la observación y el dominio de esta práctica, se volvió constante la siembra de semillas y sobrantes de las comidas, dando así espacio al segundo descubrimiento, el cual, cambio el estilo de vida del hombre: la agricultura.

Fue por medio de esta disciplina que no fue necesario volver a cambiar de lugar ni hacer largos recorridos en busca de sitios con recursos naturales y ganaderos para la demanda de alimentos, sino que, con la agricultura se saciaba la necesidad de proveer alimento a la comunidad, la especie humana dejo de ser nómada para convertirse en sedentaria, es decir, no necesitó volver a cambiar constantemente de lugar. Con el descubrimiento de la agricultura y el principio del sedentarismo, la atención del humano se dirigió a otra parte; la necesidad de un refugio que lo protegiera

de factores naturales que hasta la fecha nos aquejan, el calor el frío, la lluvia, la nieve: su trabajo para no exponerse a las constantes inclemencias de la naturaleza y así dedicar su esfuerzo exclusivamente al desarrollo de sus cultivos, y con ello, como ya fue mencionado, construir un espacio para poder refugiarse. Esta es una actividad básica para el ser humano actual, a diferencia de que la polis ahora le ofrece distintos beneficios que garantizan una calidad de vida que dista mucho de la de los individuos mencionados al principio.

La vivienda fue y sigue siendo una de las preocupaciones más importantes en la vida del hombre, y dada su naturaleza social, biológica y espiritual, la construcción siempre ha atendido las demandas de estas tres necesidades de la humanidad, ya que son necesarias en el ambiente urbano la construcción de estadios, hospitales, hoteles, edificios de oficinas y áreas laborales, iglesias, caminos, puentes, redes de distribución de agua potable, redes de drenaje, etc.

Con este gran reto y la necesidad de construcciones, así como la importancia de que éstas fueran seguras y no expusieran al riesgo de muerte por colapso a los habitantes de ellas, nació el estudio y de encontrar una forma o método que ofrezca una garantía a la hora de entrar a una construcción y ésta no caiga sobre sus usuarios, es por ello que viene a aparecer el diseño estructural, el cual se divide en estructuración, análisis y dimensionamiento de los elementos estructurales.

De acuerdo con Meli (2000), el diseño estructural es el conjunto de actividades que se desarrollan para determinar las dimensiones y características de una estructura, teniendo como objetivo proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, las técnicas de construcción y diseño,

desempeñen un recurso de utilidad para la población, esta utilidad viene a reflejarse en garantía de seguridad para su uso, es decir, que toda la técnica del diseño estructural se puede resumir en ofrecer a los usuarios la confianza de permanecer en una estructura que no colapsara y no será de riesgo para sus vidas.

Muchos métodos se han planteado con el avance y la demanda del diseño estructural y más aun con la variedad de materiales aplicables a las estructuras que existen, en la presente investigación, una nave industrial juega el papel de protagonista en la búsqueda de su correcto cálculo, análisis y dimensionamiento.

Existen muy pocas investigaciones en materia de naves industriales; pero, aun así, en la tesis titulada Análisis y diseño estructural de una nave industrial de empaque y venta de aguacate para la ciudad de Uruapan, presentada por Diego Juvenal Luna Esquivel en el 2013, se habla sobre el proceso de diseño de una nave industrial y su método para dimensionar los elementos de la estructura sometida a diversas acciones.

Llama la atención y es de especial importancia mencionar que la investigación de tesis titulada: Diseño estructural de un teatro en la colonia la mora de la ciudad de Uruapan, Michoacán, presentada por Raúl Vargas Jurado en el 2012, plantea un modelo de análisis, dimensionamiento y cálculo estructural de un teatro en la zona mencionada y comprueba la resistencia de la edificación, su capacidad de carga a las fuerzas a las cuales será sometida durante su vida útil sin sufrir el colapso o la falla, así como cumplir el objetivo para el cual fue diseñada, resaltando así que se realiza con el cuidado de emplear las secciones adecuadas de cada elemento estructural con el fin de evitar grandes gastos y consumos antieconómicos, resaltando en ello, la seguridad, funcionalidad, estética y economía de la obra.

Es necesario mencionar que, en todo tipo de proyecto de construcción, la garantía de la conducta de la obra se obtiene durante la investigación teórica en la que se basa el análisis y el diseño de las obras, es a partir de este estudio que se le puede predecir la falla o la vida útil de cualquier edificación y así ofrecer a la población civil la confianza en el uso de cualquier estructura.

La Ingeniería Civil siempre tendrá espacio en la zona urbana y rural, por el simple hecho de que todos los seres humanos requieren de alojamiento, agua potable, drenaje, luz eléctrica, caminos, comunicaciones y alimentación, todas las disciplinas mencionadas corresponden a la profesión.

Planteamiento del problema.

Dada la importancia mencionada en los antecedentes y el buen desempeño de estas edificaciones, se pretende plasmar en este documento el análisis, cálculo y diseño estructural de una nave industrial, cuyo fin es el de albergar y vender refacciones usadas para maquinaria pesada. El material del que está fabricada la mercancía es acero de uso mecánico automotor, y no requiere una delicada lista de cuidados.

En este documento se investiga cuáles son las condiciones más favorables para la proyección, y diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen la nave industrial, así como las cargas a las que se encuentra sometida la estructura, tales como el viento, el sismo, cargas por lluvia, cargas accidentales y momentos en la estructura de soporte, como las columnas.

Es muy importante la investigación de las variables que se presentan en estas líneas, ya que las consecuencias de un mal cálculo o dimensionamiento acarrearían consigo el colapso de la nave industrial y terribles pérdidas humanas y económicas. No sólo en este caso, sino en la mayoría de las construcciones en las que no se realiza un correcto diseño estructural, el colapso suele ser la parte final de la vida de una estructura que no fue correctamente analizada.

Objetivo.

El objetivo general es Analizar y diseñar la estructura para una nave industrial de almacenamiento y venta de refacciones para maquinaria pesada en la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Como objetivo particular, se plantean:

1. Aplicar el proceso de análisis de las acciones en la estructura.
2. Aplicar los métodos de análisis estructural.
3. Diseñar y dimensionar cada elemento estructural, así como conocer sus elementos o valores mecánicos.
4. Ofrecer una estructura con estándar de seguridad alto, factibilidad de construcción y que cumpla el objetivo para el que fue diseñada.
5. Demostrar de una forma clara y concreta la importancia del cálculo y análisis estructural.

Pregunta de investigación.

En esta investigación se busca la respuesta a la siguiente pregunta:

¿Cuál es el proceso para el Análisis y diseño estructural para nave industrial de almacenamiento y venta de refacciones para maquinaria pesada en la ciudad de Uruapan, Michoacán?

Dicha pregunta guiará esta investigación, y servirá de base para no perder el objetivo de ella.

Justificación.

Con la construcción de la nave industrial que se pretende en esta investigación, se beneficiará a la empresa de refacciones usadas para maquinaria pesada “Tracto partes Juárez” la cual, necesita de un espacio adecuado para el almacenamiento y venta de su mercancía. Con la edificación de esta nave se crearán nuevos empleos, así como el impulso a la economía local, el ahorro y el buen uso del reciclado de refacciones en buen estado y autorizadas por el estado mexicano. Esta investigación beneficiará indirectamente a la población de la ciudad de Uruapan, debido a que, en parte, los clientes que requieren de esta mercancía provienen de la costa del estado de Michoacán y Guerrero, así como de la zona del valle de Zamora, la zona de Tierra Caliente, Meseta Purépecha y demás lugares. Este contacto con comunidades colindantes produce una derrama económica, apoyando al sector secundario en materia de transporte.

Además de generar ingresos a la empresa ya mencionada, generará nuevos empleos, aumentará la plusvalía de los predios circundantes a la obra y será un importante punto de referencia para visitantes a la ciudad, dado a su estratégica ubicación.

La investigación es de gran importancia para los sectores, actividades y localidades mencionadas, pero más aún, para el investigador, ya que con ella resolverá la duda que él mismo se planteó, además de ampliar el horizonte en la materia del análisis y diseño estructural.

Otros de los beneficiados probables, son los alumnos de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco, ya que la presente investigación podrá ayudarlos en la búsqueda de nueva información y aplicación en el campo del cálculo estructural.

Igualmente, de esta investigación beneficia a la sociedad en general que consulte a la presente investigación con el afán de simplemente cultivar la curiosidad de los métodos de análisis y diseño de naves industriales obtendrán la información adecuada que se requiere para tener voto y conocimiento en la práctica de la construcción, y así como el análisis, siempre y cuando se hable de un lector calificado y con el criterio necesario para comprender que es de suma importancia plantear correctamente todos los métodos y restricciones por parte de las autoridades competentes que en esta investigación se mencionan.

Marco de referencia.

El proyecto se realizará en el estado de Michoacán de Ocampo, que se encuentra ubicado en la parte sureste del país, y es colindante con los estados de Jalisco y Colima al noroeste, al norte con Guanajuato y Querétaro, y al suroeste con el Océano Pacífico.



Delimitación de los Estados Unidos Mexicanos con las fronteras de otros países y litorales.

Fuente: <http://maps.google.com.mx>

Michoacán cuenta con la ubicación entre las coordenadas $17^{\circ}54'34''$ y $20^{\circ}23'37''$ de latitud norte y los $100^{\circ}03'23''$ de latitud Oeste, cuenta con una superficie de $59,928 \text{ Km}^2$ el cual un número de 113 municipios se alojan. Entre los municipios mencionados, Uruapan del Progreso figura por ser sede de la obra que se plantea en esta investigación, el municipio se localiza en la parte oeste del estado de Michoacán, entre los paralelos $19^{\circ}38'00''$ de la latitud norte y los meridianos $101^{\circ}56'00''$ al $102^{\circ}22'00''$ de longitud oeste, y a 1600 MSNM.

(Fuente: <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/mediofisico.html>)

El proyecto se ubicará en la carretera libre a Pátzcuaro a la altura de kilómetro 08+789.00, zona que pertenece al ejido Toreo el Alto, que posee gran variedad de cultivos y su población se dedica a la agricultura como la siembra del aguacate y a la explotación minera de materiales pétreos, la extracción minera entre ella aunada la grava producto de roca sana o maciza triturada y cribada, así como de arena, la cual

se obtiene del residuo de la trituración de la roca sana para los materiales que ya fueron mencionados. Esta zona, con un peculiar clima de montaña y una característica muy notada de fuertes vientos y clima bajo en temperatura, es característica (aunque lejana) de la zona de sierra purépecha, es decir, predominan las bajas temperaturas, los vientos y el sol a clima templado la mayor parte del año.

Es muy común en esta zona, encontrar rocas ígneas, de carácter extrusivo que, con el paso del tiempo y la mano de la temporización, fueron creando un escenario propio por el cual en la actualidad en la zona predominan estos materiales que pueden ser rápida y fácilmente adaptados a la construcción. Es peculiar también encontrar altas capacidades de carga, dada la altura de la zona, esto derivado de la erosión que la zona sufrió con el paso del tiempo, y que sin siquiera notarlo, poseía la carga de suelo que fue trasladado por medio del viento y la escorrentía superficial que a su tiempo y vez provocaron las lluvias, las fuertes corrientes eólicas y el cambio en su flora y cultivo, por lo tanto, las capacidades de carga del suelo de la zona en estudio y mención, son de gran capacidad. Es menester nombrar algunas de las características para tener la visión más amplia en el momento de desarrollar una solución a la pregunta que aborda dicha investigación, es decir, todas las edificaciones son construidas en la corteza terrestre y se encontraran en un ambiente natural que ha perdurado por años en la zona, factores que sin lugar a duda son indispensables y necesarios para comprender el tipo de acciones a los que se verá sometida la estructura. Un dato más por mencionar es la precipitación pluvial, ya que se encuentra presente en un 30% del año y no excede de más de una pulgada en tirante hidráulico.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se aborda el tema del análisis estructural y las áreas que la componen, tales como las acciones y su influencia en la conducta de las estructuras, elementos estructurales, tipos de estructuras, y elementos mecánicos de diseño como el momento flexionante, el esfuerzo cortante, las deflexiones y las torsiones de los elementos, así como las distintas acciones de carga que rigen y determinan los valores del análisis estructural.

1.1 Definición de Análisis estructural.

“El análisis estructural es el estudio en el que se determina la respuesta de una estructura ante las diferentes acciones a las cuales será sometida” (Gallo Ortiz,201,p.2), así mismo como la cuantificación de los valores de cada uno de los elementos mecánicos de diseño o reacciones que se aplican sobre los elementos que componen una estructura y determinar su diseño, estos pueden ser el peso propio de los elementos, la carga viva determinada por su uso, la carga de los elementos extras que habitan en la estructura, (por citar algunas) pero las más mencionadas en el ejercicio profesional son las acciones accidentales. Estas interacciones se deben al entorno, uso, y destino que rodea o se relaciona con la estructura, dependiendo para lo que fue proyectada, tanto como a su propio peso, peso que, al ser materia y poseer una masa y una gravedad, ejerce sobre sí misma un esfuerzo (carga muerta), así como la carga de las personas que puedan habitarla de forma periódica e intermitente o la materia a la que este destinada a cargar (carga viva), y los factores naturales con los

que todo ser humano u estructura natural está en constante convivencia (cargas accidentales) tales como las ráfagas del viento, las cargas por lluvia, granizo o nieve en algunas partes de México, o las cargas por sismo que también es propio de algunas zonas exclusivas de la República Mexicana.

El estudio del análisis estructural puede ser comparado al análisis clínico de un estudio médico, ya que por medio de la investigación se puede determinar una causa u origen provocado por algún agente externo al cuerpo, la diferencia entre estas dos profesiones se debe a que en ingeniería civil un análisis es previo a la existencia de una estructura para así, eliminar posibles complicaciones, deformaciones o colapsos; cosa contraria a un análisis clínico que sirve para diagnosticar un problema, errores que en el campo de la Ingeniería Civil no están permitidos.

“Un análisis estructural tiene como objetivo garantizarle al ingeniero estructurista el comportamiento adecuado de la obra, así mismo, es labor del ingeniero civil diseñador, dimensionar y proponer el material y la forma de cualquier estructura que cumpla con las satisfacciones de economía, seguridad, estética y facilidad de uso”. (Leet y Uang, 2006, p.05)

“Un análisis estructural consiste en asegurar el comportamiento adecuado y confiable de la estructura” (Beutait, 1977, p.02). Para anticiparse a la dinámica de cargas y descargas a las que se enfrenta una estructura planeada a construcción y vida útil, un ingeniero estructurista se vale de diversos métodos para predecir sus fallas y conocer el comportamiento de la estructura cuando esté sometida a alguna de las varias posibles combinaciones de cargas. En generaciones pasadas, el área del análisis estructural realizaba modelos a escala y se les sometía a diversas acciones

para (de alguna manera) predecir el comportamiento de la estructura, así como también definir cuál sería alguna de las fallas que no se han contemplado en teoría, esto requería de un gran gasto, ya que construir una estructura a escala y destruirla requería de la pérdida de recurso económico que podría ser absuelto u aprovechado de otra manera.

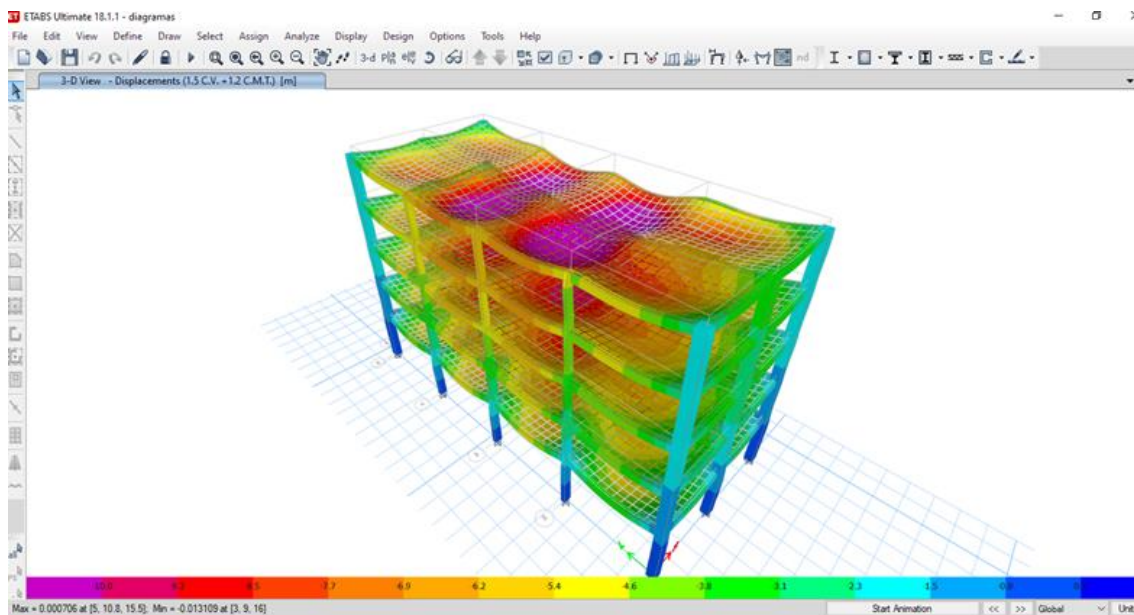


Figura 1.1 Análisis por elemento finito por medio de programas informáticos.

Fuente: Propia.

En la actualidad, la informática brinda al servicio de la ingeniería civil y las estructuras (ver figura 1.1), un sinnúmero de programas informáticos que sirven de herramienta para generar modelos matemáticos de estructuras, las cuales, sin la necesidad de una inversión costosa, generan matemáticamente las reacciones mecánicas de la estructura sometida a cargas mencionadas líneas arriba. Con este método, el estudio del análisis estructura se libra de las pruebas destructivas de estructuras escaladas para abrir paso a los modelos computacionales programados

matemáticamente para emular la conducta de las estructuras, dichos modelos son basados en teorías matemáticas que dieron resultados favorables en muchos de los casos y los cuales son el sustento teórico de la práctica del análisis de estructuras.

1.2 Definición de estructura.

"La definición de estructura se refiere a un sistema de partes conectadas que se utiliza para soportar una carga". (Hibbeler, 2012, p.03). Entre los ejemplos más relacionados con la ingeniería civil están: los edificios, los puentes, las torres.

Se puede suponer lo siguiente; el cuerpo humano es una estructura. La cabeza puede considerarse como una carga muerta (todo el cuerpo en sí), esta a su vez transfiere todo el peso a las vértebras cervicales, las cuales, adjuntan su peso propio y el de la cabeza a las vértebras torácicas, estas, a su vez, reciben el peso de las clavículas, las costillas, los brazos y órganos que en conjunto, transfiere esa carga a las vértebras lumbares, las cuales transfieren la carga a la pelvis, donde se distribuye en un par de columnas del sistema óseo de las piernas hasta llegar a los pies, que transfieren su carga al piso; dicho ejemplo puede ser bastante claro para comprender que la labor de una estructura es esa; transferir cargas por sus diversos miembros hasta aterrizarlos al piso.

En base con lo anterior, la losa de azotea que recibe la carga del cuarto de servicio, del depósito de agua, del mortero necesario para moldear la caída del agua y el impermeabilizante que transfieren su peso propio a los muros de carga, tales que adjuntan su carga a la de la losa del piso intermedio, hasta llegar a la cimentación (ver figura 1.2).

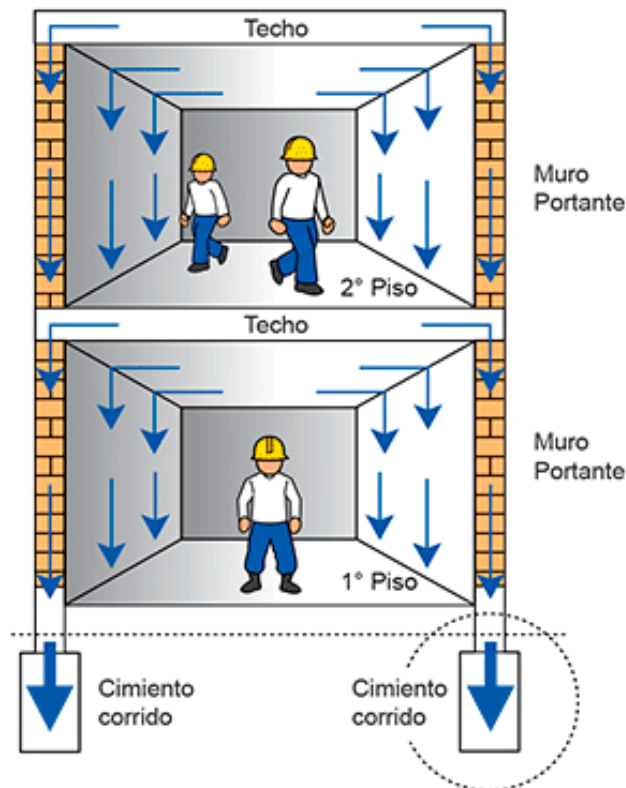


Figura 1.2 Proceso de transferencia de cargas.

Fuente: <https://www.construyendoseguro.com> (2019)

1.3 Clasificación de estructuras.

“Las estructuras se dividen, desde el punto de vista de los métodos de análisis, en isostáticas o estáticamente determinadas, y en hiperestáticas o estáticamente indeterminadas. Las primeras son aquellas que pueden resolverse utilizando únicamente las ecuaciones de equilibrio de la estática. Es decir, que pueden encontrarse las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas normales y momentos torsionantes a partir de condiciones de equilibrio solamente” (Gonzales, 2011, p.19). En la figura 1.3. se pueden apreciar a manera de ejemplo los valores

mecánicos de diseño de un elemento aislado en un sistema estructural de marcos tridimensionales.

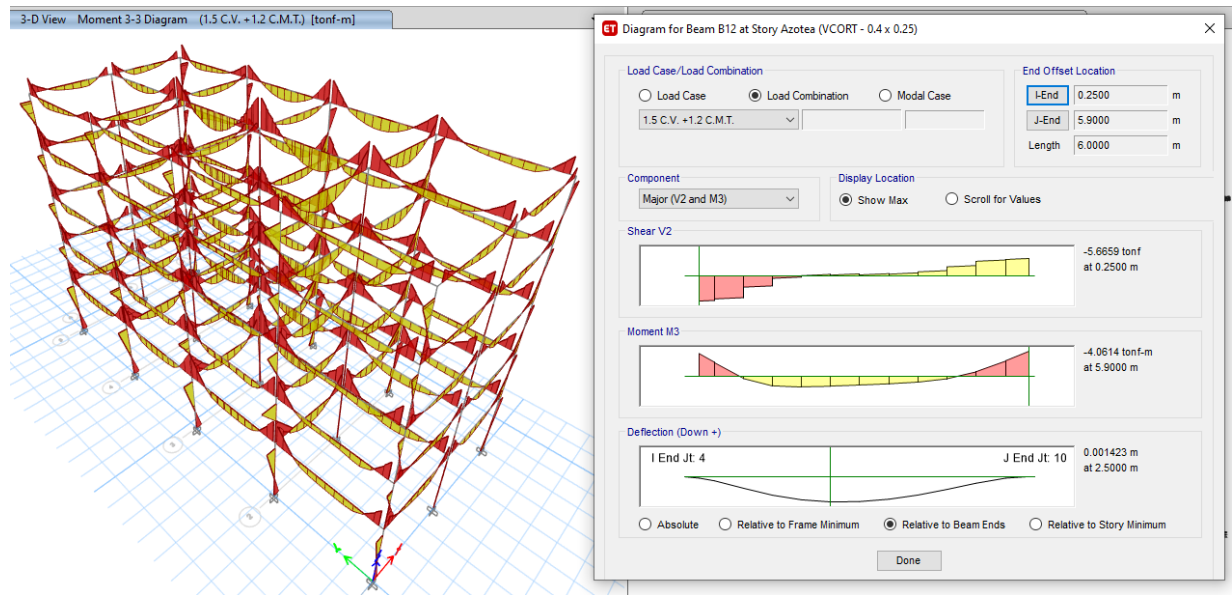


Figura. 1.3 Diagrama de esfuerzo cortante, momento flexionante y deflexión.

Fuente: Propia (Etabs V.18).

La combinación de elementos estructurales y sus respectivos materiales de fabricación se conoce como sistema estructural. Todos los sistemas estructurales están contruidos con uno o más elementos de los antes mencionados. Los más clásicos son los marcos rígidos en 2 dimensiones o en 3 dimensiones, esto porque el proceso de análisis resulta demasiado amigable con el proceso de análisis, así mismo también en el proceso del diseño estructural. Los sistemas estructurales o tipos de estructuras más mencionados en el argot de la ingeniería civil y estructural son los marcos rígidos, que no es más que un sistema de traveses y las armaduras, los cuales es muy común convivir con ellos y alojarse en estructuras de este tipo en el día a día.

Existe la clasificación de las estructuras conforme a la cantidad de reacciones de esta, a las cuales se les nombre isostáticas e hiperestáticas. Esto se debe a la cantidad de reacciones y la cantidad de acciones sobre la estructura, es decir, a la misma cantidad de incógnitas usada para resolver su estado de equilibrio.

1.3.1 Estructuras isostáticas.

Son aquellas que tienen el mismo número de fuerzas desconocidas (incógnitas) que el número de ecuaciones de equilibrio de la estática. “Se pueden analizar utilizando únicamente las ecuaciones de equilibrio de la estática”. (Gonzales, 2011, p.35).

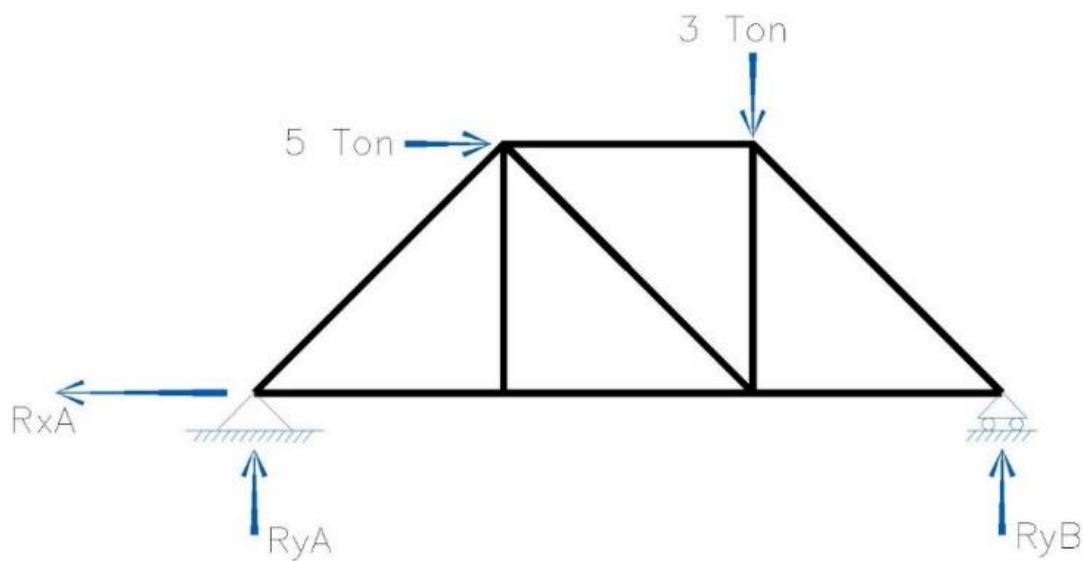


Figura 1.4. Ejemplo de estructura isostática.

Fuente: Propia.

1.3.2 Estructuras Hiperestáticas.

Son las estructuras en las cuales las fuerzas desconocidas (incógnitas) superan el número de ecuaciones de equilibrio de la estática. Para analizar estas estructuras

se requiere de la revisión de sus apoyos, las deformaciones, deflexiones y demás reacciones mencionadas en líneas adelante para su correcto análisis y dimensionamiento.

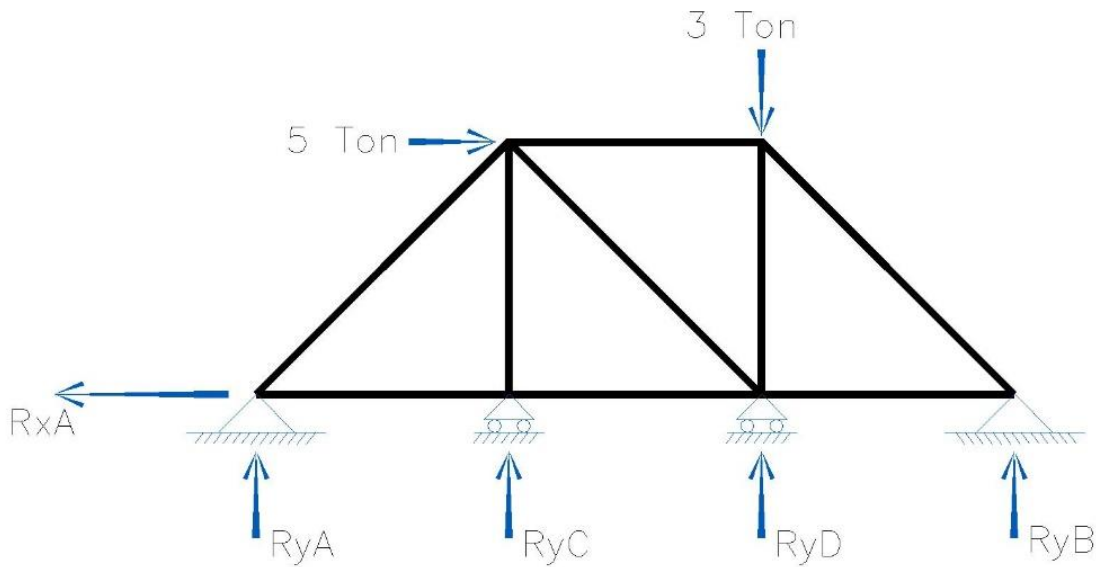


Figura 1.5. Estructura Hiperestática.

Fuente: Propia.

1.4 Tipos de estructuras.

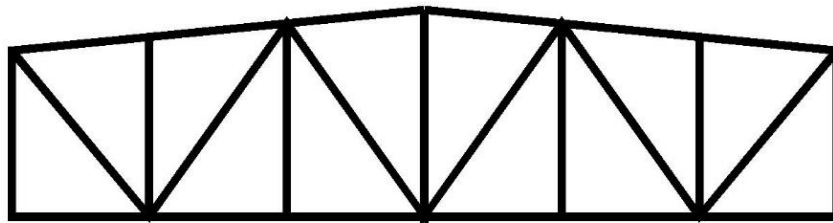
Aun cuando las estructuras estén sometidas a las mismas fuerzas y pertenezcan a la misma clasificación, estas pueden pertenecer a distinto tipo según su uso y fin, así como también dependiendo de los miembros estructurales a los que pertenezca. Algo de lo ya dicho en líneas anteriores es que los marcos tridimensionales deben al uso de vigas continuas y este sistema es muy común cuando se implementa la edificación de un edificio de varios niveles, o en el caso de un puente de vigas postensadas que requieren forzosamente formar un marco, o en el caso de naves industriales que solicitan librar grandes claros con cubiertas esbeltas.

1.4.1 Armaduras.

“Las armaduras son comunes cuando se requiere de claros muy grandes, por ejemplo, un puente o librar distancias considerables como en la cubierta de un supermercado o la cubierta de una nave industrial.” (Hibbeler, 2012,p.6) Las armaduras consisten en elementos delgados formando triángulos muy continuamente para transferir la energía de unos a otros, se clasifican en dos:

- *Armaduras planas:* estas se conforman de elementos ubicados en el mismo plano y se utilizan para el soporte de puentes y techos.
- *Armaduras espaciales:* tienen elementos que se extienden en tres dimensiones y son ideales para torres y grúas.

Las armaduras tienen la característica de usar elementos delgados y largos que traccionan la energía de las cargas entre sí, son muy útiles para claros desde 6 metros hasta 150 metros.



Warren.

Figura 1.6. Armadura tipo Warren.

Fuente: Propia.

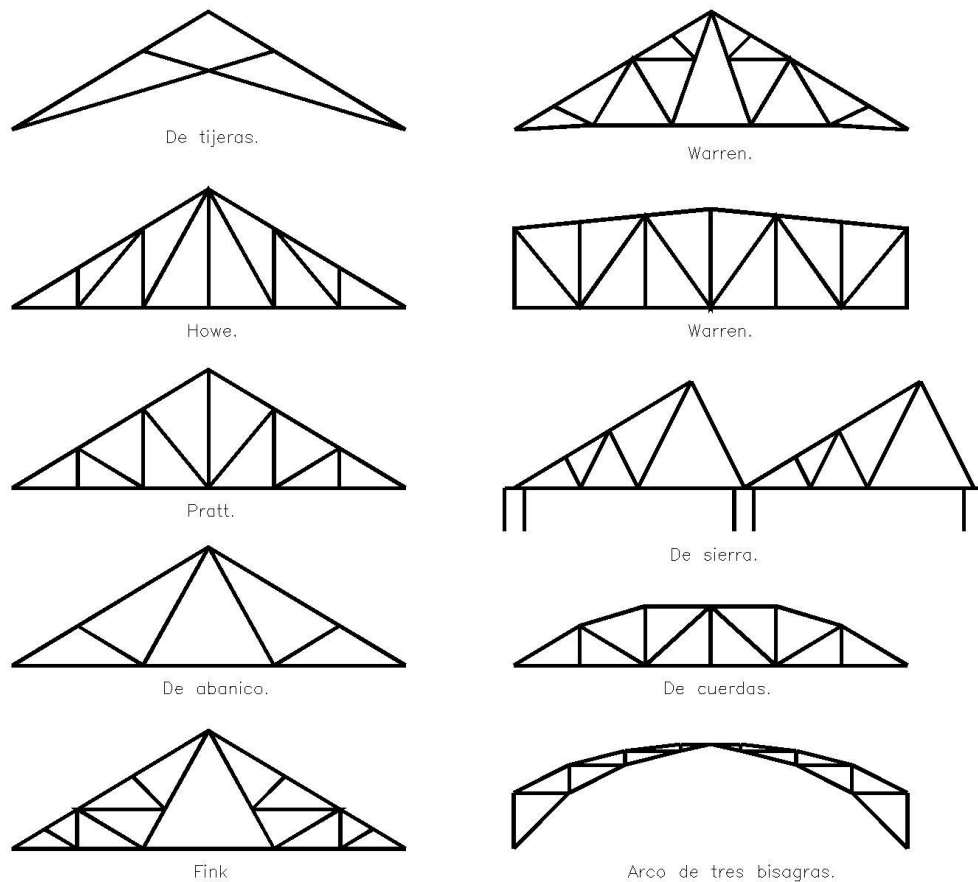


Figura 1.7. Ejemplo de diversos tipos de armadura para cubiertas.

Fuente: Hibbeler, 2012, p. 81

1.4.2 Cables y Arcos.

“Una estructura muy poco usada pero peculiar, es la combinación de cables y arcos. Por lo regular, los cables son esbeltos y ligeros y son sometidos exclusivamente a la tensión, dado que se encuentran siempre sometidos a dicha fuerza, es muy poco probable escuchar que una estructura sometida a cables colapse”. (Hibbeler, 2012, p.

7)

El arco, es un cable a la inversa. Trabaja a compresión, totalmente distinto a los cables, aun así, el arco debe permanecer rígido y no sufrir deformación.

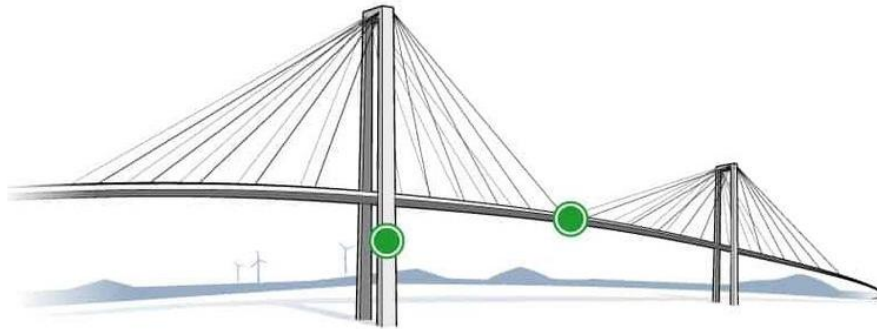


Figura 1.8. Cables tensores en puente.

Fuente: <https://www.hbm.com/es/5530/monitorizacion-de-salud-estructural/>

1.4.3 Marcos.

“Los marcos se suelen usar en edificios y están compuestos por vigas y columnas conectadas rígidamente o mediante articulaciones. Al igual que las vigas los marcos se extienden en dos o tres dimensiones. La carga en un marco ocasiona flexión de sus elementos; y si tiene conexiones de unión rígiditas, por lo general esta estructura es “indeterminada” desde el punto de vista analítico” (Hibbeler, 2012,p.8)



Figura 1.9. Marco con articulaciones y uniones rígiditas y articuladas.

Fuente: Hibbeler, 2012, p.8

1.5 Acciones.

Según Meli (2000) las acciones son las cargas que se aplican a una estructura, es decir, se le nombra acciones a las fuerzas de gravedad, fenómenos físicos y cargas accidentales a las que se debe enfrentar una edificación sin llegar a su colapso.

“Se determinan las acciones que obran en la estructura y, para ello, será necesario conocer los sistemas constructivos, la ubicación de la estructura, y en general, toda la información que ayude a la determinación de las peticiones que puedan, eventual o permanentemente, actuar sobre la estructura, ya que de esta manera se podrá obtener el mayor grado de aproximación en la evaluación de las acciones”. (Gallo Orozco, 2011, p.02)

Dicho todo lo anterior y de acuerdo con Meli, (2018 - 2) se debe hacer un examen exhaustivo de cada caso en particular para determinar cuáles acciones deben tomarse en cuenta, y en caso de que estas no se encuentren definidas por un código, deberá aplicar sus propios criterios como ingeniero para determinar la combinación de la carga.

Es la deducción de acciones y combinaciones de estas que el ingeniero civil pronostica el tipo de falla, vida y puntos débiles de cualquier estructura, esto debido a que un dedicado estudio de las cargas, los valores accidentales que puedan multiplicar cada valor.

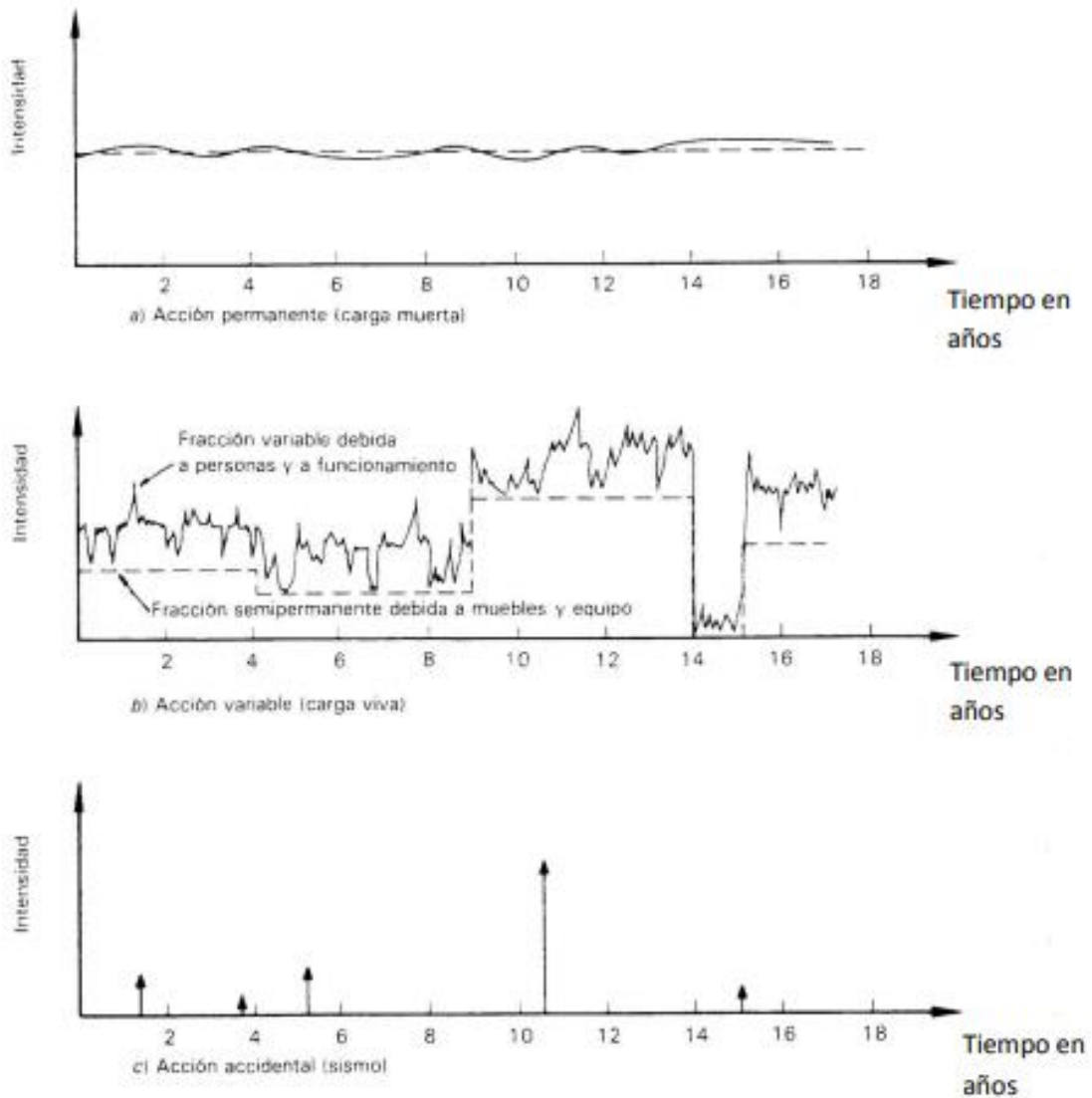


Figura 1.10. Variación con el tiempo de acciones permanentes, variables y accidentales.

Fuente: Meli, Piralla; 2000:78.

Uno de los documentos oficiales que ilustran el proceso de la determinación de cargas son las *Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento de Construcciones*

de la Ciudad de México, dicho documento contiene el *titulo sexto capítulo tercero*, Artículo 150. Que dice:

En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifica en las normas correspondientes. Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierra y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originales por el funcionamiento de la maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las Normas correspondientes.

Y en el artículo 151.

- 1. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varia poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de los suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzos o movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.*
- 2. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varían significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de la temperatura, las acciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable*

con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.

- 3. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades solo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en caso de que ocurran estas acciones.*

El capítulo 4 en el artículo 160 que habla de las cargas muertas, dice:

Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

y el capítulo 5 en el artículo 161 dice que:

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las normas.

En esta etapa se consideran, como ya se mencionó las cargas de personal, equipo, cargas especiales, etc.

“Una vez que la estructura y su uso está definida, el proceso del análisis estructural es determinar las acciones a la que estará sometida. En líneas anteriores se especificó que las secciones son lo que determinara gran parte de la forma y material de la estructura. Por ejemplo, en edificaciones muy altas y esbeltas, el empuje del viento es lo que regularmente prepondera en la estabilidad de una estructura. Otro ejemplo puede ser en el diseño de contención de tierras, la presión o carga más importante de la estructura, es el volumen de tierra y la condición de esta lo que determina su análisis”. (Hibbeler, 2012, p. 3)

Cuando la estructura está determinada, el análisis comienza por las cargas aplicadas en los elementos primarios, tales como las losas, que a continuación aterrizan sus cargas sobre las trabes y consecuentemente sobre las columnas, las cuales envían la carga que resisten y la propia sobre la cimentación y esta a su vez la aterriza al suelo. Por lo tanto, el análisis y el diseño estructural están estrictamente ligados al comenzar por su respectivo proceso, que, según lo mencionado, comienza por el diseño de las losas, de cada piso, después las vigas de soporte de las losas, las columnas y los cimientos, de modo que primero se debe definir las cargas que descansan directamente sobre las losas. A estas cargas se les conoce como “cargas de diseño” y en México se encuentran en reglamentos de construcción y normas técnicas propias de cada estado, por citar un ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para la Ciudad de México en su versión 2017 especifican las siguientes cargas aplicadas para el diseño estructural de distintas obras:

Destino de piso o cubierta	W	Wa	Wm
a) Habitación	80	100	190
b) Oficinas	100	180	250
c) Aulas	100	150	250
d) Pasillos, escaleras, rampas.	40	150	350
e) Estadios	40	350	450
f) Bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasio, salones de baile, restaurantes.	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas.	0.8 Wm	0.9 Wm	Wm
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente.	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (sólo automóviles)	40	100	250

- I. La carga viva máxima (**Wm**) se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. La carga instantánea (**Wa**) se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. La carga media (**W**) se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de las flechas diferidas.

Tabla 1.1 Cargas vivas unitarias.

Fuente: NTC 2017.

Es común que una estructura está sometida a varios tipos de carga, y en la tabla anterior únicamente se menciona las cargas vivas, carga viva reducida y carga mínima para el diseño de conjuntos habitacionales, pero, no obstante, hay casos en que la carga se ve variada por otro tipo de factores tales como el viento, que en muchos casos las normas de distintos estados del país especifican que deben ser calculadas dado que no es una carga que pueda pronosticarse o controlarse, sino monitorearse y

considerar el peor de los casos para su uso, referente a esto, la comisión federal de electricidad ofrece un programa informático llamado “viento” el cual con una base de datos y antecedentes del clima y tomas de muestras con aerómetros y mapas de isoyetas eólicas se deduce la velocidad del viento en la parte del país donde se esté proyectando la estructura. Entendido esto, a continuación, se enumeran los tipos de cargas y cómo se clasifican.

Referente al tipo de acciones, y de acuerdo con Meli (2000) quien dice que las acciones se pueden clasificar en 3:

1. Acciones permanentes. Son esas que obran continuamente sobre la estructura y su magnitud no varía conforme al tiempo, es decir, que se sostiene y posee una escala lineal en una gráfica como la de la Figura 1.10. A En este rubro entran las cargas muertas o peso propio de la estructura.
2. Acciones variables. Son las acciones que no son constantes, es decir, que aparecen y desaparecen debido a una carga móvil, tal como la habitación de seres humanos que ocupan y desocupan un edificio. Es decir, poseen una intensidad variable con el paso del tiempo, pero alcanzan un valor significativo con durante grandes lapsos de tiempo. Véase la figura 1.10.
3. Acciones accidentales. Son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y poseen un carácter alarmante, tales como los sismos, las explosiones o los impactos de elementos ajenos a la estructura.

1.5.1 Carga Muerta.

“Las cargas muertas son los pesos de diversos elementos estructurales y los pesos de todos los objetos que están unidos de manera permanente a la estructura”.
(Hibbeler, 2012, p.10)

La carga o peso muertos es el peso permanente de la estructura, es decir, es el peso mismo de las losas, las trabes, las columnas, las zapatas, las instalaciones de una edificación, los muebles permanentes como los sanitarios, muros divisorios, instalación eléctrica, aires acondicionados, extractores de aire viciado, recubrimientos, losetas, pisos, azulejos, etc.

La gran mayoría de las veces este peso es muy fácil de cuantificar y puede obtenerse mediante el listado de los elementos que descansan sobre la estructura, conocer su geometría y peso volumétrico para integrarlo a las cargas de peso muerto.

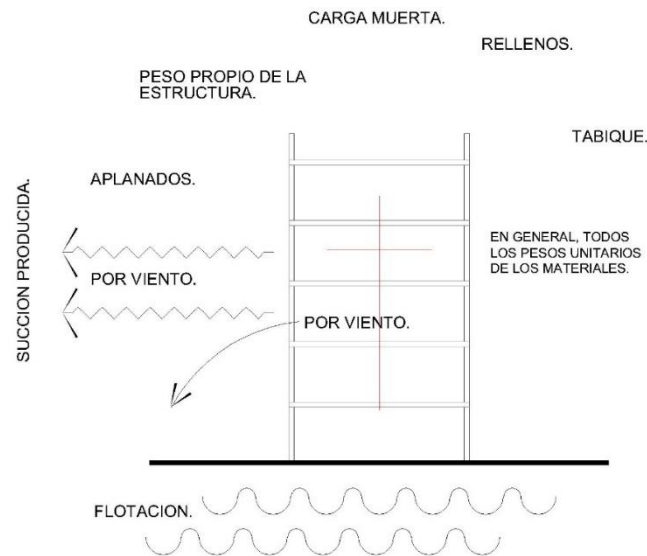


Figura 1.11. Diagrama de ejemplo de cargas muertas en una edificación.

Fuente: Reglamento de construcciones del distrito federal.

La carga permanente es la sumatoria del peso de la estructura más las cargas permanentes. Citando a las NTC 2017 en el Art. 160 capítulo IV que dice:

“Art. 160.- Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo”

PESOS DE ALGUNOS MATERIALES.

MATERIAL.	PESO EN T/M ³	
	MINIMO.	MAXIMO.
1.- Piedras naturales		
Cantera seca.	1.75	2.45
cantera mojada.	2.00	2.50
Basalto.	2.35	2.60
Granito.	2.40	3.20
Mármol.	2.55	2.60
Pizarras.	2.30	2.80
Tepetate seco.	0.75	1.60
Tepetate saturado.	1.30	1.95
Tezontle seco.	0.65	1.25
Tezontle saturado.	1.15	1.55
2.- Piedras artificiales y concretos.		
Concreto simple y agregado normal.	2.00	2.20
concreto reforzado.	2.20	2.40
Mortero, cal y arena.	1.40	1.50
Mortero cemento y arena.	1.90	2.10
Yeso.	1.10	1.50
Tabique de barro macizo recocido.	1.30	1.50
Tabique de barro prensado.	1.60	2.20
Bloque hueco de concreto. (ligero).	0.90	1.30
Bloque hueco de concreto. (intermedio).	1.30	1.70
Bloque hueco de concreto (pesado).	2.00	2.20

Tabla 1.2 Tabla de pesos volumétricos propuesta por el RCDF.

En su versión del año 2011.

Fuente: Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, (2011) p.135

De dicha forma, los valores propios de una carga es que se obtienen para el análisis o bajada de cargas para el diseño de la edificación.

1.5.2 Cargas vivas.

“Las cargas vivas pueden variar tanto en su magnitud como en su ubicación y son las cargas que se aplican eventualmente sobre la estructura, tales como la visita de personas, el mobiliario, muebles”. (Hibbeler, 2012, p. 12)

Dicho de otra forma, las cargas vivas son las cargas variables aplicadas en la estructura con la intensidad que varía significativamente con el tiempo.

Destino de piso o cubierta	W	Wa	Wm
a) Habitación	80	100	190
b) Oficinas	100	180	250
c) Aulas	100	150	250
d) Pasillos, escaleras, rampas.	40	150	350
e) Estadios	40	350	450
f) Bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasio, salones de baile, restaurantes.	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas.	0.8 Wm	0.9 Wm	Wm
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente.	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (sólo automóviles)	40	100	250

- I. La carga viva máxima (**Wm**) se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. La carga instantánea (**Wa**) se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. La carga media (**W**) se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de las flechas diferidas.

1.3. Tabla de cargas vivas según las NTC 2017.

Fuente: Fuente: NTC 2017. P. 364.

1.5.3 Cargas accidentales.

“De las acciones accidentales, la más importante para el diseño de estructuras, es el sismo.” (Gallo Orozco,2011, p.30), Como ya se mencionó en subcapítulos anteriores, los reglamentos que se instituyen en el territorio mexicano ofrecen al ingeniero estructurista la facilidad de cuantificar las acciones de dichas cargas mediante parámetros establecidos en un enfoque de probabilidad y estudio de tiempo de las acciones que se presentaron en determinado periodo, como lo muestra la figura 1.12. que muestra la zonificación sísmica de la república mexicana propuesta por la comisión federal de electricidad.

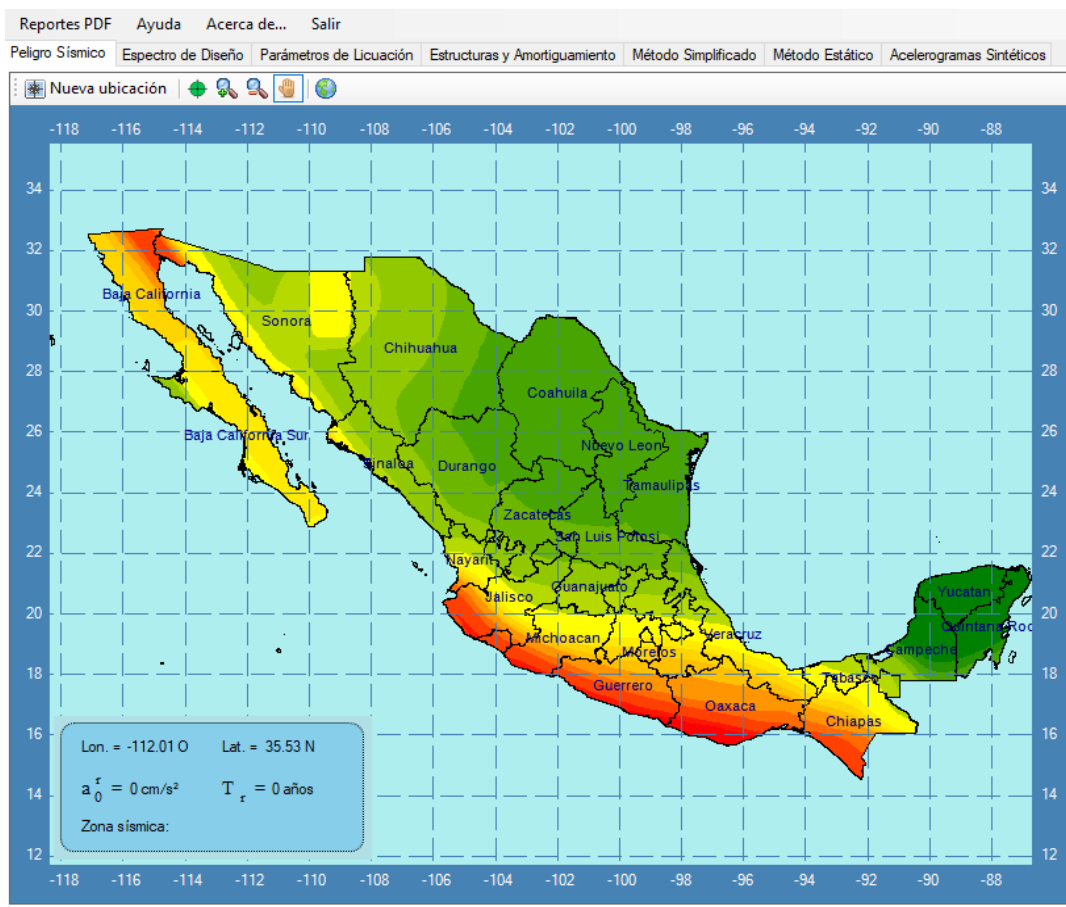


Figura: 1.12. Zonificación de las acciones del sismo en la república mexicana.

Fuente: Propia, PRODISIS.

1.5.4 Carga por viento.

“Una revisión de la literatura técnica de ingeniería durante los pasados 150 años revela muchas referencias a fallas por el viento en estructuras, las más notables han sido en puentes y edificios de mediana a gran altura en los Estados Unidos”. (McCormac, 2017, p.46).

Cuando una estructura interviene en el flujo del viento, esta, con su obstrucción genera una presión en la superficie de sí misma que es proporcional a la energía cinética con la que se desplaza el viento, al ser azotada por la masa de aire, esta energía se convierte en energía potencial que a su vez se convierte en trabajo, a los cual le se le nombra, carga por viento. La intensidad con la que el viento impacta sobre la estructura depende de una serie de factores, tales como la ubicación de la obra, el tipo de topografía del terreno, la densidad del aire, la altura sobre el nivel del mar, el ángulo de incidencia del viento, la rigidez de la estructura, sus aberturas para la acción de la presión y succión.

Para el diseño de estructuras sometidas a ráfagas de viento, tales como el caso de las naves industriales, torres de alta tensión, silos de vapores, edificios prismáticos de mediana y gran altura, es común que el diseño se lleve a cabo con cualquiera de los dos métodos de carga, ya sea como una carga estática que permanece (carga muerta) o como una carga dinámica (carga viva) que puede estar presente o no en determinados momentos de la vida de la estructura. Para el caso de dicha carga, el reglamento de construcciones del estado de Michoacán recomienda trabajar con la estructura dividida en zonas a las cuales se les asigna un coeficiente que será

multiplicado por un valor de presión previamente determinado mediante procedimientos matemáticos.

1.6 Resultados de las cargas en los elementos estructurales.

A las cargas externas a la estructura apoyadas directamente sobre elementos estructurales se les suele llamar “cargas aplicadas”; esto porque son cargas ya sea vivas o permanentes pero que no pertenecen a las cargas muertas propias de la estructura.

Este tipo de cargas suelen estar aplicadas de dos formas y pueden generar dos tipos de esfuerzos; cortante y momento, y aun un tercero, torsión o deformación, o deflexión (en vigas) y en columnas puede llamarse pandeo, todo depende del tipo de esfuerzo que influya sobre ellas.

Según (Beer y Johnston; 2010, p.74). “Cada fuerza que se aplique sobre el elemento estructural recibirá por consecuencia una reacción de parte de esta, es decir, la estructura estará diseñada para soportar la carga axial (por citar un ejemplo) X y la reacción de la estructura será de $(x+1/2x)$ o sea, la estructura y sus miembros es la reacción de la carga. Este fenómeno está claramente explicado en la segunda ley de Newton. Es el principio del trabajo de la estructura, pero, a pesar de esto, la aplicación y la forma de las fuerzas determinará actividades distintas para la estructura; por ejemplo, una carga aplicada genera una reacción llamada esfuerzo cortante, y una carga aplicada a determinada distancia del origen de una trabe, se conoce como momento o par, o esfuerzo de palanca. Cada fuerza debe ser cuantificada y analizada conforme a su ubicación”.

1.6.1 Carga axial.

Considere dos fuerzas aplicadas artificialmente sobre una columna de madera (compresión) actuando a lo largo de una barra de madera, la cual, ejercerá una fuerza opuesta a la ejercida por la fuerza externa.

La carga axial se puede entender de la siguiente manera: como dos fuerzas que se aplican sobre un cuerpo en el mismo eje. dicho de otra forma, si un tramo de madera es colocado sobre una superficie de concreto en forma vertical y en su extremo superior es colocado un yunque de acero, este empujara hacia abajo el tramo de madera, la fuerza con la que lo hace fluye a través del tramo de madera hasta llegar al piso firme de concreto (figura 1.12)

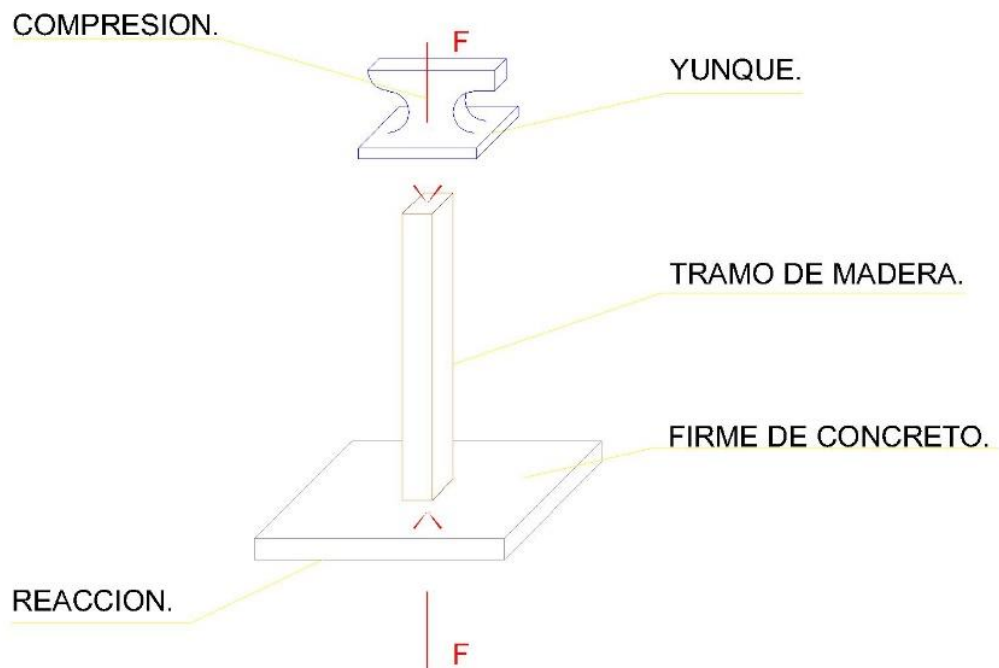


Figura 1.13 Fuerza de compresión actuando sobre una columna.

Fuente: Propia.

De esta forma se puede ilustrar que el tramo de madera entiende la carga axial como un esfuerzo a compresión y se resiste a sufrir una deformación, así, la fuerza axial, ejerce la carga que la columna transfiere al firme de concreto.

Lo contrario a la carga axial es la tensión. La cual son dos fuerzas que se alejan del centro y se encuentran unidas por un mismo elemento, por ejemplo, cuando se cuelga algún elemento pesado de la cuerda de una grúa viajera.

1.6.2 Fuerza cortante.

“La fuerza cortante a diferencia de la carga axial, son aquellos esfuerzos internos que actúan cuando dos fuerzas son localizadas transversalmente sobre un cuerpo provocando un corte” (Beer y Johnston, 2011, p.15). Se supone un cuerpo que se encuentra impedido por otro cuerpo, el cual en su extremo libre recibe una carga W , la cual genera un esfuerzo cortante en la zona donde se encuentra empotrado por el primer cuerpo, como se puede ilustrar en la figura 1.13.

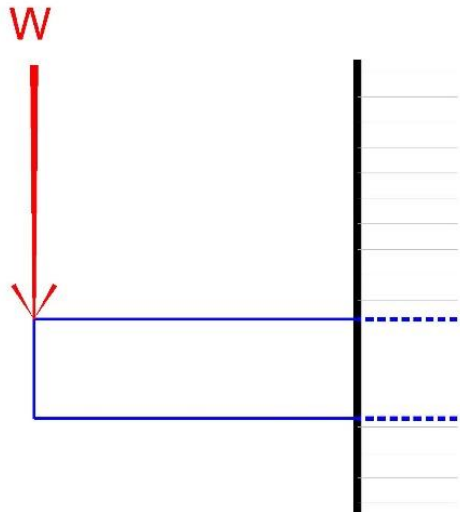


Figura 1.13 La trabe de acero recibe una carga en su extremo y es sometida a esfuerzo cortante en su base de contacto con la columna.

Fuente: Propia.

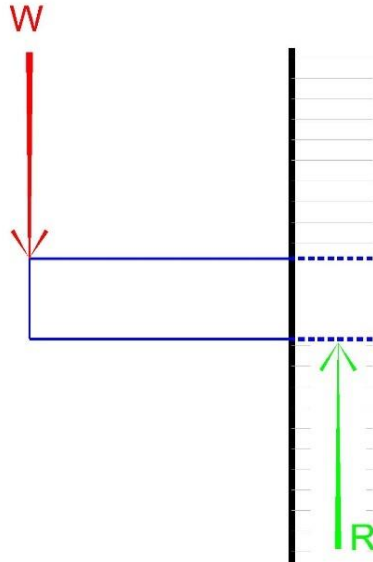


Figura 1.14. Diagrama de reacción a la carga y a la reacción.

Fuente: Propia.

En la figura 1.14 se aprecia como la reacción del muro interviene para evitar el desplazamiento y como al pie de contacto entre ambos elementos se da el momento cortante.

1.6.3 Momento flexionante.

El momento flexionante es más encontrado en vigas y es una fuerza interna, prácticamente un brazo de palanca provocado por una fuerza externa, generalmente sobre una placa prismática, y si valor se obtiene al multiplicar la distancia del origen al sitio donde se aplica la magnitud.

De acuerdo con Beer y Johnston (2011), si a un elemento de acero sujeto de ambos extremos se le aplica una fuerza a una distancia determinada alejada del origen que no sea el contrario, este encontrará una resistencia por parte de ambos extremos los cuales se opondrán a la deformación de la pieza de acero; a esto, se le conoce en

ingeniería como el momento flexionante, la figura 1.15. explica gráficamente este tipo de esfuerzo.

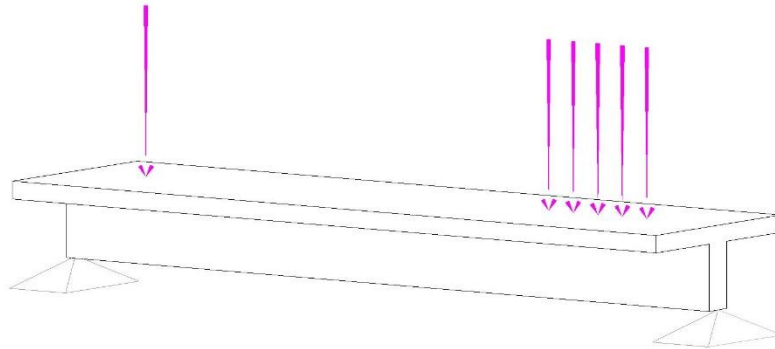


Figura 1.15 Las cargas son aplicadas en las vigas en distintas ubicaciones.

Fuente: Propia.

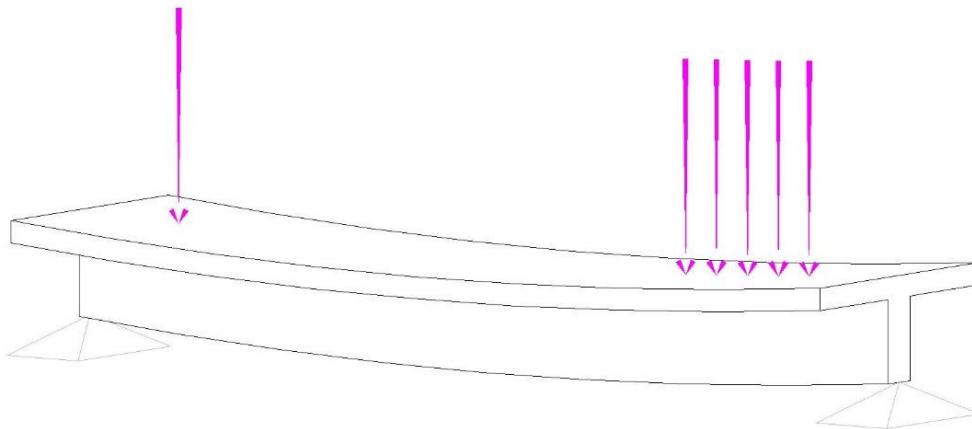


Figura 1.16 La viga se deforma por la aplicación de las cargas, esta deformación se debe a el momento que la flexiona.

Fuente: Propia.

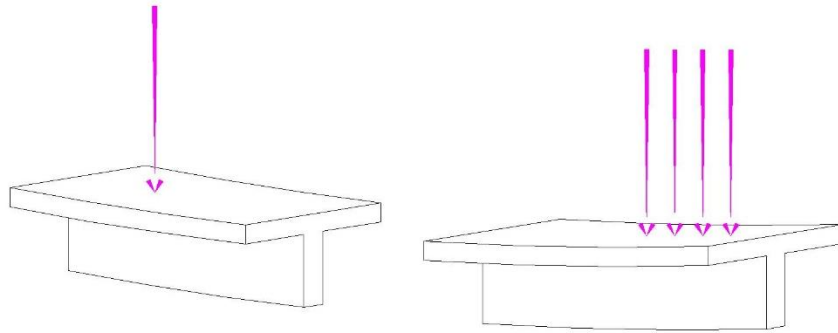


Figura 1.17 Corte de la viga.

Fuente: Propia.

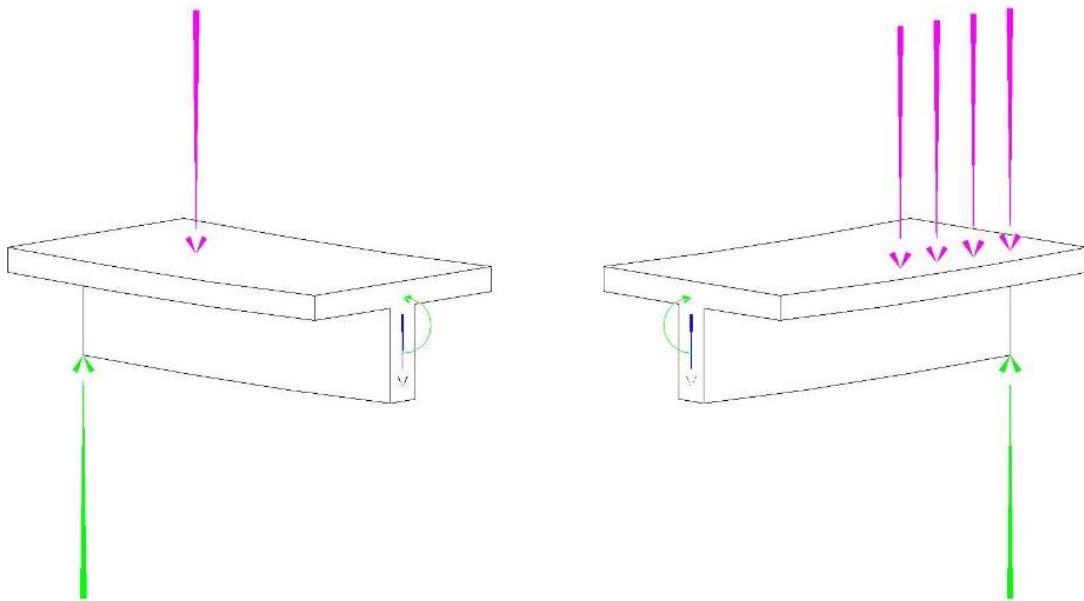


Figura 1.18 Fuerzas que equilibrantes que contrarrestan el momento.

Fuente: Propia.

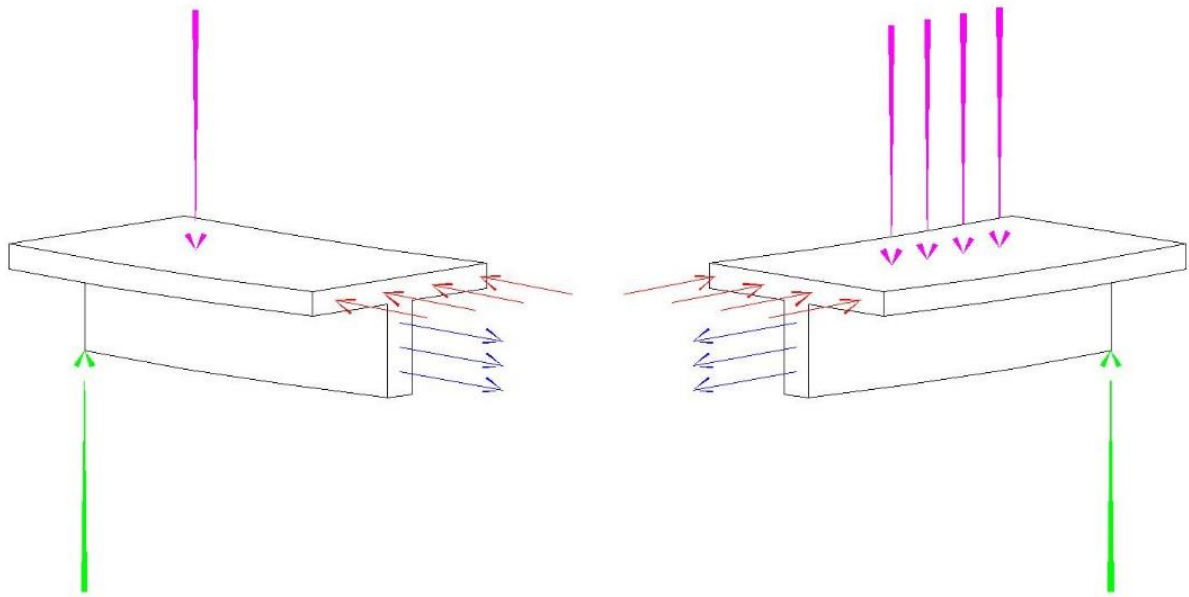


Figura 1.19 Esfuerzos producidos por momento flexionante, compresión en las flechas rojas de la parte superior de la sección y tensión en las líneas azules.

Fuente: propia.

1.7 Ecuaciones de equilibrio.

Según Gonzales (2012) Un sistema de fuerzas se encuentra en equilibrio estático cuando su fuerza resultante es igual a cero. Para que el sistema pueda estar en equilibrio, debe cumplir con tres condiciones, de acuerdo con las fuerzas externas y los tipos de apoyo en que se idealice la estructura.

1. Sistema de flujo de fuerzas paralela al plano.

Son las fuerzas que trabajan solamente en dirección vertical, es decir, a carga meramente gravitacional sin nada que las desplace a un tercer plano, por

ejemplo, las armaduras planas. Esto se explica en la expresión siguiente, la cual interpreta que la suma de las fuerzas en el eje Y debe resultar cero en su sumatoria.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{"la suma de fuerzas en el sentido Y debe ser igual a cero."}$$

$$\sum M_0 = 0 \quad \text{La suma de esfuerzos de momento debe ser igual a cero.}$$

2. Fuerzas no paralelas a un plano.

Este caso se refiere a las estructuras en que las fuerzas pueden interactuar en los sentidos de X y Y, estas acciones pueden crear momentos en dos puntos distintos al mismo tiempo y tienen que estar en equilibrio al mismo tiempo las fuerzas de las reacciones como los momentos, la suma de todas estas fuerzas debe ser de cero para cumplir como una estructura estática, como lo explican las ecuaciones siguientes.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{La suma de las fuerzas en el sentido Y debe ser igual a cero}$$

$$\sum F_x = 0 \quad \text{La suma de las fuerzas en el sentido X debe ser igual a cero.}$$

$$\sum M_0 = 0 \quad \text{La suma de esfuerzos de momento debe ser igual a cero.}$$

3. Equilibrio de fuerzas distribuidas en el espacio.

Como su nombre indica, las fuerzas en el espacio consisten en una estructura que se encuentra sometida a fuerzas en los tres ejes de direcciones, "Y", "X" y "Z" junto con sus respectivos momentos, dicho lo anterior, cada fuerza que se

desplace a cada sentido mencionado debe cumplir con su respectiva ecuación de equilibrio.

$$\sum F_y = 0 \text{ La suma de fuerzas en el sentido Y debe ser cero.}$$

$$\sum F_x = 0 \text{ La suma de fuerzas en el sentido X debe ser cero.}$$

$$\sum F_z = 0 \text{ La suma de fuerzas en el sentido Z debe ser cero.}$$

$$\sum M_x = 0 \text{ La suma de momentos en el sentido X es de cero.}$$

$$\sum M_y = 0 \text{ La suma de momentos en el sentido Y es de cero.}$$

$$\sum M_z = 0 \text{ La suma de momentos en el sentido Z debe ser cero.}$$

CAPÍTULO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación, se estudia la definición y técnica del diseño estructural, y el proceso por medio del cual se ordenan los elementos de una estructura, cómo se dimensionan, cómo se diseña si refuerzo o se elige su perfil, los materiales y sus características; concreto estructural y el acero estructural, debido a que la presente investigación se trata de una nave industrial que posee la característica de usar ambos materiales en su edificación.

2.1 El ámbito del diseño estructural.

Según Meli (2000), el diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea, de aquella parte de la construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño estructural siempre es una ciencia incierta en cuanto a la coincidencia de sus resultados, ya que en este proceso influye la idea de cada ingeniero que lo desempeña, por lo tanto, se pueden llegar a distintos resultados satisfactorios que pueden cumplir con las necesidades y el buen funcionamiento de la estructura, en dicho proceso se definen las características que debe tener la construcción para cumplir adecuadamente el objetivo para el que fue diseñada, ya sea un hotel, una escuela, un hospital, un edificio de departamentos o un edificio industrial. Es de vital

importancia que cada estructura cumpla con las funciones para las que fue diseñada sin sufrir ningún tipo de fallas o mal comportamiento debido a que sea incapaz de soportar las cargas que se le aplican.

Según Meli (2000), un edificio por ejemplo está integrado por varios subsistemas: los elementos arquitectónicos para aislar espacios y brindar intimidad o espacios reservados, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. En una obra de tal magnitud, todos los elementos interactúan en forma continua y deben tomarse en cuenta desde el proyecto para que uno no interrumpa al otro en la vida de la obra, sino que al contrario, deben contemplarse las relaciones de ellos en el edificio, es muy común encontrar en obras elementos estructurales fracturados a propósito del fontanero o el equipo eléctrico para poder ceder paso a las instalaciones, cosa que no agrada para nada al ingeniero estructural pero que debe proyectar huecos o espacios en la estructura para facilitar el trabajo de los fontanero y electricistas. Otro de los problemas que es común encontrar en la proyección estructural es la mala comunicación del equipo de arquitectura con la del ingeniero estructurista, debido a que en muchas ocasiones el proyecto olvida la parte esencial de la estructura o en muchas ocasiones el ingeniero estructurista rompe con la estética del proyecto del equipo de arquitectura.

La metodología del diseño estructural debe cuadrar soluciones que no creen inconvenientes en el resto de los proyectistas de una obra, así como también se debe tomar en cuenta, que sin estructura no hay obra.

2.2 Tipos de estructuras.

Cuando se inicia con un proyecto de diseño estructural, se determina el uso de la estructura, parte de esta información es propia (como se mencionó líneas arriba) del diseño arquitectónico u desarrollo urbano, es decir, el ingeniero estructural debe saber diferenciar el uso de la estructura, a que una nave industrial no se encuentra sometida a las mismas acciones que una casa habitación, o una presa hidroeléctrica en las mismas condiciones que un muro de contención de tierras. De acuerdo con Hibbeler (2012), existe una gran variedad de tipos de estructuras, tales como las torres de líneas de transmisión de energía eléctrica, gasoductos, puentes, túneles, torres para expulsión de gases contaminantes, plantas nucleares, casas habitación, hospitales, escuelas, casas habitación por citar solo algunas. Es importante definir qué tipo de carga lleva cada una de las estructuras mencionadas, debido a que eso es lo que define en que rubro de clasificación se encuentran.

2.3 Clasificación de las estructuras conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad.

En México existe un manual redactado por un organismo descentralizado del gobierno federal que es considerado en varias partes del mundo como un referente en materia del diseño estructural, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de diseño por sismo (2008), divide a las estructuras en 3 grandes grupos de acuerdo a su uso, dicha clasificación tiene el objetivo de dotar al estructurista del criterio de seguridad que debe poseer la estructura proyectada en función del sitio en que se planea edificar.

Referente a esto, el Manual de Diseño dice: “el destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se le provea” (Mena Hernández, 2008, P.39)

GRUPO	DESCRIPCIÓN.
A+	Las estructuras de "gran importancia", o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisible porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, con las grandes presas y las plantas nucleares.
A	Estructuras que se requiere de un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituya un peligro significativo para contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a partir de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar a un número elevado de personas, gasolineras, depósitos inflamables o tóxicos y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras que requieren un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como las naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como los muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por sismo no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Tabla 2.1 Clasificación de las estructuras según su destino.

Fuente: Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad por sismo. 2008. P. 40

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad (2008), las estructuras se clasifican de acuerdo con su importancia, es

decir, es cierto que las obras pequeñas también son importantes, pero como se puede observar en la tabla, es necesario otorgarle un grado mayor de seguridad a aquellas obras que reflejan un riesgo ecológico, un riesgo de grandes pérdidas o lugares donde se encuentre una gran cantidad de personas, tales como los hospitales, los centros de convenciones, los museos e instituciones donde se alberguen archivos suma importancia para la estabilidad política del país.

Así mismo vienen en segundo caso las naves industriales, centros comerciales o lugares que repercuten en la economía del país si desaparecieran, y por último las de menor importancia pero especial cuidado, tales como casas habitaciones convencionales, cabe resaltar que no por permanecer en la tercer posición de la lista significa que posean menor importancia, pero, muy a su necesidad, una casa habitación no requiere la misma estructuración que una presa o una planta nuclear o una planta generadora de energía eléctrica.

2.4 Proceso de diseño estructural.

“El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución”. (Meli, 2018, p. 21)

Como ya se mencionó, el objetivo de una estructura es resistir las fuerzas con las que va a interactuar, sin llegar al colapso o a la falla, o al exceso de vibración o

cualquier otra reacción que incomode y perturbe las acciones de las personas que las habitan.

Es tarea del ingeniero civil, diseñar una estructura costeable, que no exceda el capital para el que fue limitada, así como también pensar en el proceso constructivo amigable y seguro para quienes construyen dicha obra, y por ultimo pensar en el tiempo que conlleva la edificación de cada tipo de estructura, en sí, se puede entender que le ingeniero civil proyectista corre con la labor de programador, administrador y contador de una edificación dada que sin las ideas antes mencionadas, se crearían obras robustas y frágiles, pero a la vez costosas y tardadas en construir, la imaginación y creatividad juegan un papel preponderante en el proceso del diseño estructural.

De acuerdo con Meli (2000) se debe idear una estructura conforme a su destino, es imposible pensar que a un ingeniero civil se le ocurra proponer una torre para conducción de líneas de alta tensión en un sistema estructural de concreto armado a las de marcos o crujías, tomando en cuenta que dichas estructuras se encuentran sometidas a una carga muy baja y a ráfagas de viento totalmente altas, ya que se edifican en zonas aisladas de la población y donde la influencia humana de las edificación no amortigua las ráfagas a las que se encontrara azotada, es por eso que dichas obras se construyen con sistemas estructurales de acero y armaduras en tercera dimensión para que el aire pueda transcurrir entre ella y la estructura sea esbelta y únicamente lo necesaria para la baja carga a la que estará sometida.

Esta parte creativa el proceso no debe estar aislada del dominio de la teoría estructural, debido a que solo un super hombre puede imaginar una estructura adecuada sin la necesidad del estudio, pero como este ejemplo anterior resulta

bastante irreal, es necesario que el ingeniero que se desempeña en esta área conozca a conciencia la teoría estructural, las cargas, los factores, el suelo, el material y demás temas que juegan importancia en la edificación de un edificio. El resultado de un buen diseño estructural es la constante práctica de los conocimientos teóricos y la experiencia adquirida en el campo laboral y del estudio del proceso, así como la aguda observación de la conducta de las estructuras.

“Una práctica sana de la ingeniería civil enfocada en las estructuras o criterio estructural no se encuentra solo basada en intuiciones o suposiciones y práctica, sino en sólidos estudios sobre las estructuras, la continua capacitación y asidua lectura de los nuevos métodos de estructuras. El ejercicio de la práctica asidua, el constante contacto prolongado con especialistas en estructuras más maduros son requisitos necesarios para formar un criterio estructural en los estudiantes o ingenieros civiles que buscan dedicarse a esta área”. (Meli, 2018, p.21)

Decir que el proceso estructural es uno, parecido a una receta médica o de cocina es una gran mentira, todas las estructuras requieren como ya fue mencionado, un criterio, es decir, cada una tiene sus necesidades en específico, pero si existiera un proceso, se puede mencionar el siguiente por la constante repetición que se ha experimentado en muchas estructuras en la opinión de muchos ingenieros en esta área: la estructuración, el análisis estructural y el diseño o dimensionamiento de los elementos.

De acuerdo con Meli (2018) si se pudiera ilustrar el proceso del diseño estructural, lo más cercano al orden del ejercicio profesional en estudio sería el que se ilustra en la Figura 2.2, ordenada para este documento de investigación y basado en

lo que argumenta en el cual, hace mención de la importancia de un buen orden en el proceso de la planeación del proyecto estructural de un inmueble, sea cual sea el destino y el objetivo de la obra, siempre será de suma importancia el ordenamiento.

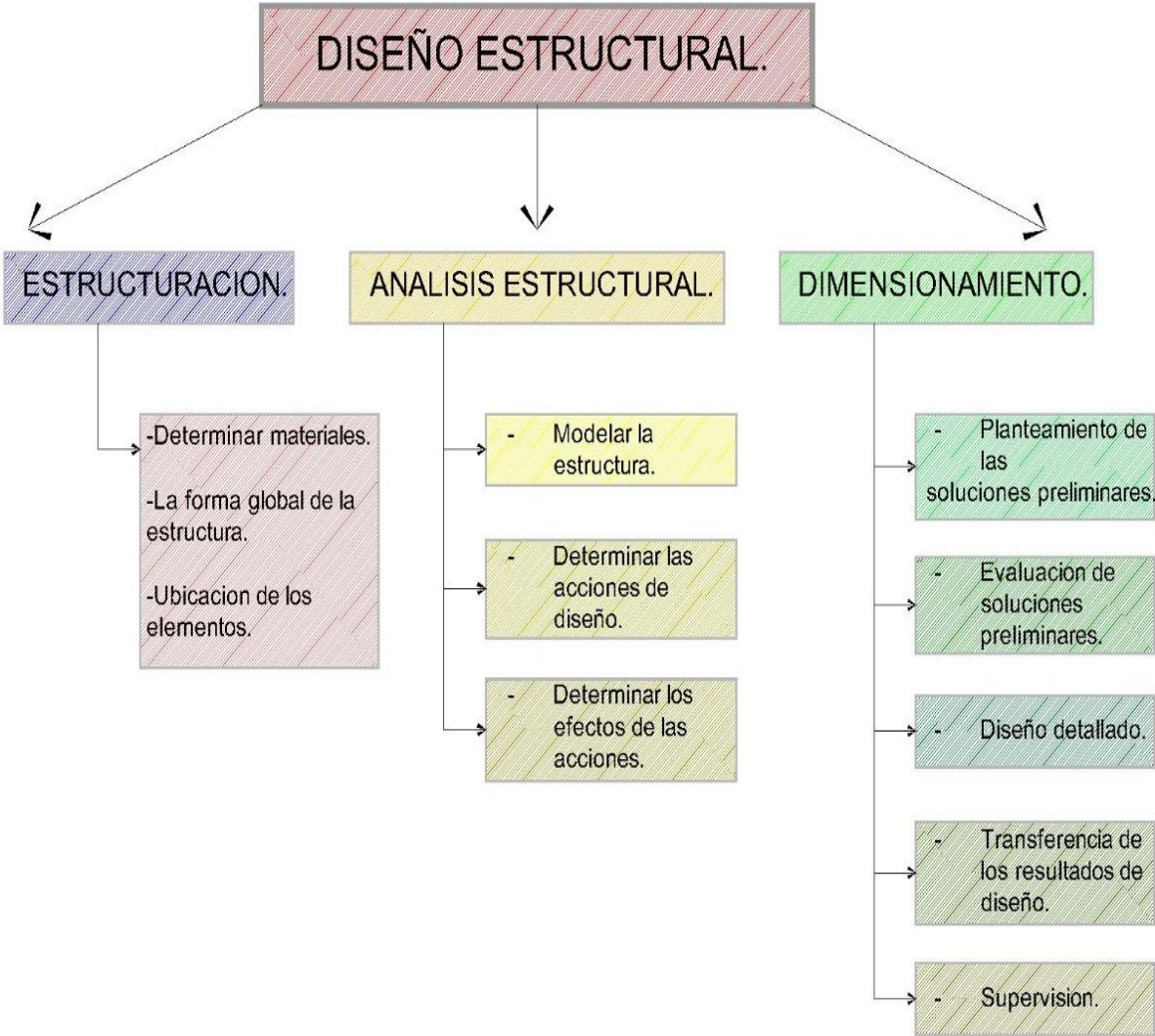


Figura 2.1 Diagrama del Proceso de diseño estructural propuesto por Meli (2018).

Fuente: Propia.

2.5 Estructuración.

“La estructuración es la fase del diseño en que se elegirán los elementos y su ubicación basados en proyecto arquitectónico, acompañados de equipo de arquitectura, es también en esta fase donde se definirán los materiales que compondrán la estructura para conocer el peso de la misma y sus propiedades mecánicas, la forma general de esta, es decir el tipo de estructura que en particular esa obra requiere o debe tener, en esta etapa se lleva a cabo el redimensionamiento de los elementos, y en comunicación con el equipo de arquitectura se pueden definir espesores de muros, de losas y sollicitaciones pendientes a elementos secundarios, tales como los falsos plafones, muros falsos, recubrimiento para columnas”. (Gallo Ortiz, 2011, p.01). “La forma global de la estructura se define desde esta fase, el arreglo de todos los elementos constructivos y sus dimensiones y características esenciales. Esta es una de las partes más fundamentales del proceso, debido a que “de la correcta elección del sistema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados” (Meli, 2008, p.22).

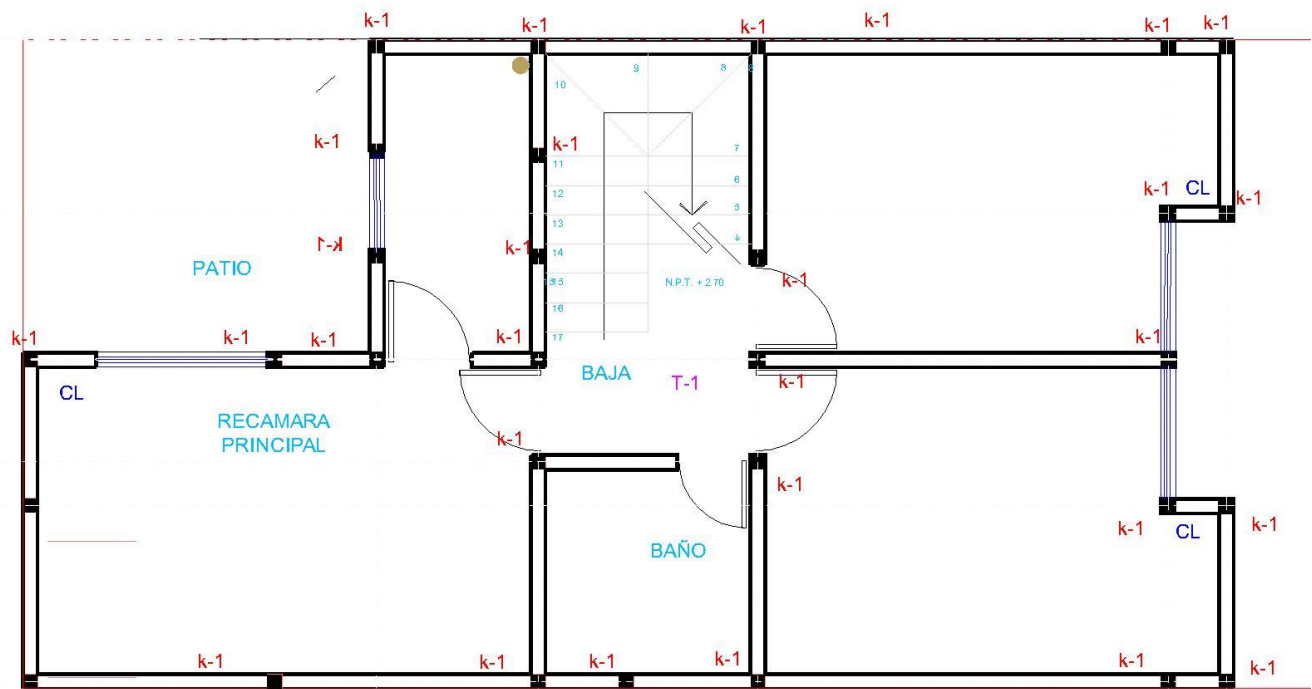


Figura 2.2. Distribución del confinamiento y ubicación de las columnas y muros de carga en la estructura de una casa habitación.

Fuente: Propia.

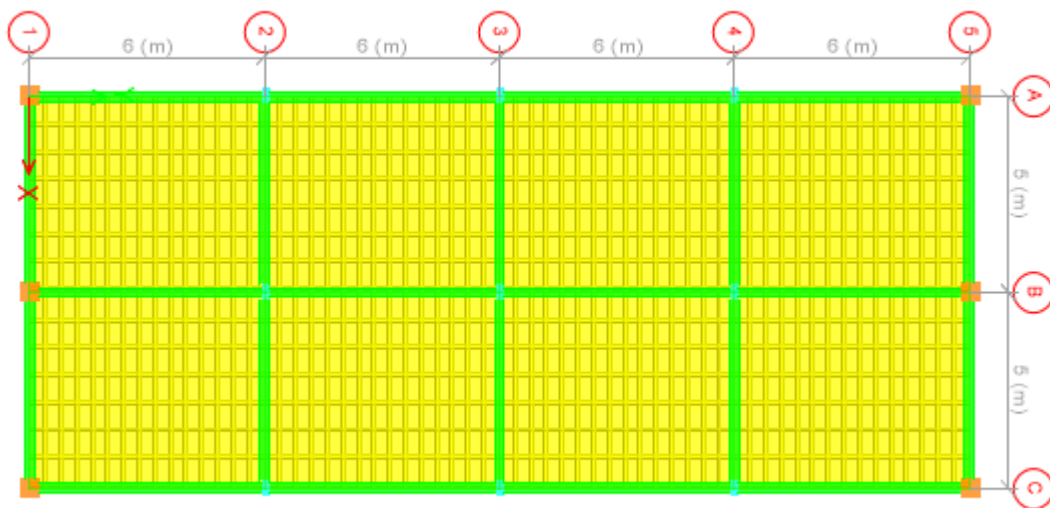
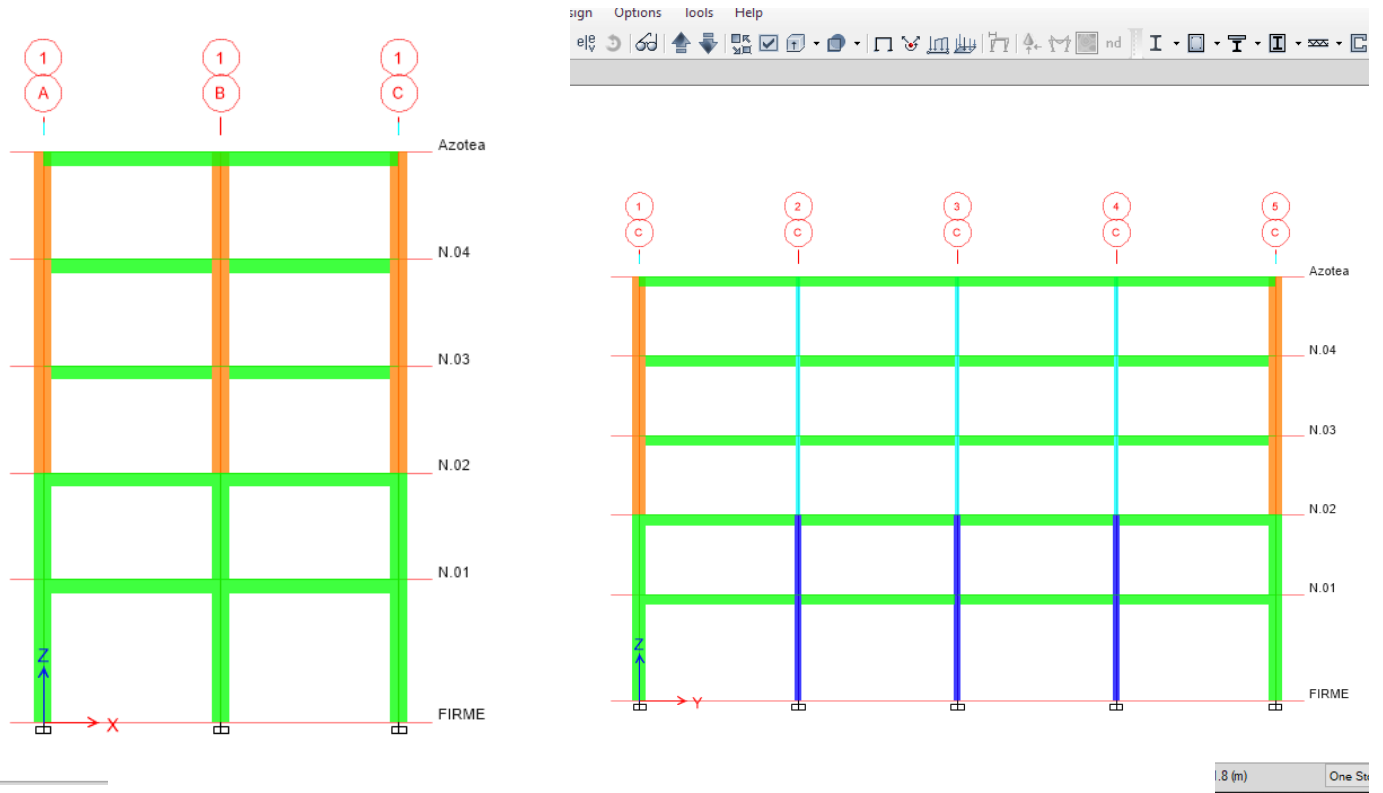


Figura 2.3. Ejemplo de estructuración de un edificio para departamentos de 5 niveles.

Fuente: Propia.

2.6 Análisis.

“Se incluye bajo esta denominación las actividades que lleva a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Se trata de determinar los efectos de las cargas y como pueden afectar a la estructura durante su vida útil”. (Meli, 2018, p.22)

Como se mencionó en subtemas anteriores, el análisis es el estudio de las acciones que van a convivir con la estructura y el riesgo que con ello conlleva la etapa del diseño.

Se podría clasificar el trabajo del análisis en la siguiente forma:

1. Modelo matemático.

Anteriormente se usaba un modelo a escala, después, con el fin de no agotar recursos económicos se optó por lo que en ingeniería civil se le llama “estructura idealizada” que no es otra cosa que usar un diagrama de cuerpo libre y mediante procesos matemáticos y físicos, llegar al resultado de las acciones de la estructura. Se puede citar el ejemplo de una casa habitación compuesta por columnas y vigas, losas, muros de carga, es muy común en el argot de la ingeniería estructural que el proyectista ignore los elementos planos como los muros, ya que continuamente ignoran que dicho elementos también aportan rigidez a la estructura y cambian su periodo fundamental de vibración, apegados al criterio de que solo las columnas y las vigas están recibiendo carga, los estructuristas incurren en el error y en la ignorancia del gran apoyo que ofrecen los muros al esfuerzo cortante lateral de la

estructura, estos aportan una rigidez considerable durante las cargas efectuadas por el sismo.

Es necesario establecer las características de los materiales como su resistencia a la compresión, el módulo de Poisson, su coeficiente de dilatación, su peso volumétrico, etc. Reconocer la ubicación de cada elemento y que otras piezas de la estructura están ejerciendo relación con ella.

En este apartado se implica todas las variables posibles, desde las cargas que aplican en la losa, tales como lavadores, muebles, habitantes, hasta la capacidad de carga del suelo, el tipo de suelo, el peso total de la estructura, la cimentación y posibles elementos que pueden estar conviviendo con la estructura.

2. Determinación de las acciones de diseño.

“En esta parte del análisis se determinarán las acciones que obraran en la estructura, y para ello, será necesario conocer los sistemas constructivos, la ubicación de la obra y en general toda la información que ayude a la determinación del correcto análisis y todas las acciones que estén relacionadas en la estructura y puedan influir en la conducta de esta, de esta forma se puede acercarse más a la correcta valuación de la determinación de las acciones” (Gallo Ortiz, 2011, p.2).

Según Meli (2018) en muchas situaciones las cargas y otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es

obligación del proyectista sujetarse a estos. Aun así, es frecuente que la responsabilidad recaiga sobre el proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga que no se encuentre expresa en los códigos y normas de diseño, por citar algunas, las cargas ambientales locales que definen la acción del diseño, tales como la carga por viento, carga por lluvia, granizo, nieve o sismo. “Cabe aquí mencionar que esta etapa está llena de grandes incertidumbres y se llega a cometer errores grandes que dan al traste con la precisión que se pretende guardar en las etapas subsecuentes. Baste como ejemplo reflexionar sobre el grado de aproximación con que se puede determinar la acción máxima debido a sismo que puede presentarse sobre un edificio” (Meli, 2018, p.23)

3. Determinar los elementos mecánicos de diseño.

En esta etapa se encuentran mediante proceso matemático y física clásica los esfuerzos, deformaciones, cargas, elementos mecánicos de diseño y distintas incógnitas necesarias para el diseño de los elementos estructurales, tales como las fuerzas axiales, los cortantes, los momentos flexionantes, y de torsión o deformación con los que se enfrentaran distintos elementos o piezas de la estructura, tales como muros, vigas columnas. Al aplicar los métodos de cálculo se obtendrán los resultados exactos, es muy común que muchos errores se cometan desde este apartado, los resultados exactos son solo para el modelo idealizado y no para la estructura física, esta afirmación suele ser ruidosa en las aulas de clase debido a que la cuestión sobre el análisis es amplia si los resultados no se conservas hasta la práctica de la construcción, y es en esta última donde radica el problema,

debido a que constantemente la mala mano de obra, la mala supervisión o la baja calidad de los materiales aplica un esfuerzo, peso y distribución de las cargas incorrecta distinta a la de los cálculos.

En esta etapa se lleva el análisis estructural al que se refiere el capítulo anterior, se determinan las fuerzas internas, así como las fuerzas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis proponen un comportamiento elástico no lineal.

2.7 Dimensionamiento.

“En esta etapa se define en detalle la estructura y se define si cumple los requisitos de seguridad adoptados. Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura” (Meli, 2008, p.24).

Estas actividades están muy relacionadas a los códigos, normas y reglamentos de diseño de cada zona del país, dependiendo del tipo de estructura que corresponda. Los códigos de diseño o normas están muy relacionados debido a que, en México se cuenta con códigos de diseño en estructuras de concreto, acero y mampostería, así como madera y aluminio, las dos últimas no son muy comunes ni solicitadas en el mercado mexicano.

El análisis de la secuencia de diseño estructural podría cumplir con la siguiente línea sucesiva, aun que es necesario aclarar que continuamente se estará regresando y repitiendo casos mencionados en la presente lista debido a que el diseño estructural es un concepto de bastante cuidado.

1. Planteamiento de soluciones preliminares.

Según Meli 2018; En esta etapa se requiere de una definición clara de las funciones que debe cumplir la estructura, y de las restricciones que el entorno físico, el vecindario y la zona imponen. Es de suma importancia conocer la información del campo, tales como la precipitación, la velocidad del viento y demás efectos meteorológicos que afecten a la estructura.

2. Evaluación de soluciones preliminares.

De acuerdo con Gallo 2011; Es en esta etapa en la que se propone el famoso “prediseño” que después se ira puliendo hasta dejar una estructura funcional y adecuada al tipo de proyecto, es en esta etapa en la que se cuantifica y se convive con demás especialistas (costos, arquitectura, geotecnias) para afinar los detalles olvidados, es así como se llega a un estimado de costos de los posibles sistemas estructurales aplicables.

3. Diseño detallado.

Cuando el equipo llego a una conclusión sobre cuál es el sistema estructural más adecuado para la obra, se procede a definirla, es en esta etapa donde el ingeniero civil estructurista define secciones, armados, elementos, sistemas constructivos, piezas definitivas y se diseña de manera refinada todas las etapas del proceso de diseño estructural. En esta etapa es muy común volver al análisis para revisar si las nuevas secciones propuestas satisfacen la solicitud de la obra.

4. Transferencia de los resultados de diseño.

Es en esta etapa donde los planos estructurales, la memoria de cálculo estructura, el proceso constructivo, las especificaciones y el proyecto ejecutivo estructural es entregado a los constructores, se lleva a cabo la reunión en la que se aclaran las dudas, se especifica gráficamente el proceso constructivo, los armados, los anclajes, los aplomes, las formas de cimbrar y demás dudas de los constructores que deben permanecer en constante comunicación con el ingeniero estructural.

2.8 Relación entre el diseño y el análisis estructural.

De acuerdo con Gonzáles 2011; para diseñar cualquier estructura, es necesario llevar a cabo las etapas de análisis y diseño. Durante el desarrollo del análisis y diseño de la estructura en base a las cargas a las que se verá sometida la estructura, el proyectista podrá obtener las características que cada elemento de la estructura poseerá, como serán, secciones, armados del acero, resistencia del concreto, diseño y distribución de cargas, etc. El proceso continuo cuando el análisis indica que no es necesario el redimensionamiento de los elementos estructurales.

Para empezar, se deben tomar en cuenta las cargas a las que se verá sometida la estructura (vivas, muertas, servicio, viento, sismo, etc.).

En base a las cargas y el tipo de servicio que se le dará a la estructura, el ingeniero selecciona del diseño conceptual aquellos sistemas estructurales que le parezcan más interesantes y dimensiona sus componentes principales. En esta etapa, es necesario conocer las condiciones de carga que llevará sobre sí cada elemento estructural (viva, muerta, viento, sismo, etc.), para con dicha información, diseñar el

dimensionamiento de cada elemento, como el peralte de las trabes, las secciones de las columnas, el armado del acero (en caso de ser una estructura de concreto y mampostería). Con dicha información se logrará establecer, aparte de las secciones, el tipo de material, la carga que recibirá cada miembro de la estructura y la carga que ejercerá la estructura sobre el suelo.

El ingeniero debe diseñar la estructura de forma que no falle ni se deforme excesivamente (la deformación se revisa durante el análisis, ya que es muy difícil lograr la rigidez absoluta en todos los elementos estructurales, debido a que influirían grandes proporciones geométricas y de materiales, por consiguiente, una gran inversión económica). Los miembros siempre se diseñan con cierta proporción más de la que fue diseñada, para resistir las cargas de servicio imprevistas a las que resulte sometida la estructura. Esta capacidad adicional provee también un factor de seguridad. (Ming-Uang; 2007: p5)

2.9 Criterios del diseño estructural.

“El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de las propiedades de los materiales y de las técnicas de construcción, den lugar a un buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, con una seguridad adecuada contra la posible ocurrencia de una falla”. (Gallo, 2011, p.3)

Como ya se dijo en subtemas anteriores, la estructura es un subsistema dentro del sistema global de la obra, en la cual juega el papel de soportar las cargas que le

van a ocasionar deformaciones, desplazamientos, agrietamientos, fusilamientos y otros posibles daños que demuestran que la estructura está trabajando correctamente.

La respuesta de la estructura debe estar en el rango de ciertos valores a los que se les llama “Límites”, mediante esta medida se garantiza que la estructura estará trabajando sin exceder deformaciones o agrietamientos que pongan en peligro la salud de la estructura.

Una vez dicho lo anterior se puede decir que se establece un “Estado Límite” que “se define como la etapa de comportamiento a partir de la cual la respuesta de la estructura se considera aceptable”. (Gallo Ortiz, 2011, p.3) existen varios estados limite que gradúan la conducta y prevén el buen funcionamiento de una estructura, los cuales están ampliamente relacionados con la seguridad.

1. Estado límite de falla. Corresponden a situaciones de falla total o parcial de la obra.
2. Estado límite de servicio. Son fallas que afectan el funcionamiento de la estructura, pero no ponen en riesgo la integridad de la construcción, por citar algunas, pueden ser la vibración o la deformación.

Una vez dicha esto es importante el no rebasar estos estados limite y contemplarlos durante el proceso del diseño estructural.

En base a estos estados, los reglamentos se basan para entregar a los usuarios una estructura confiable. “Una forma de acercarse a los parámetros es comparar los efectos internos que actúan en las estructuras con las resistencias correspondientes”. (Gallo, 2011, p.3)

“Se define como resistencia de un elemento con respecto a un efecto determinado al valor de tal efecto capaz de conducir a una estructura a un estado límite de falla. Puede hablarse de tantas resistencias como estados límite de falla puedan presentarse; por ejemplo, la resistencia a la flexión será el momento flexionante máximo que una sección es capaz de resistir; por lo tanto, es posible hablar también de la resistencia al cortante, a la torsión y a la fuerza axial. Así, el estado límite que registrará la falla será aquel que primero se alcance al crecer la intensidad de la acción”. (Gallo Ortiz, 2011. p.3)

El ingeniero estructurista debe cuidar que la estructura no llegue a un estado límite de falla, para esto se recurre a factores de seguridad cuyos valores dependen de una serie de aspectos importantes, los cuales según (Gallo Ortiz, 2011, p.4) son los siguientes:

1. La parte de la estructura afectada por la falla.
2. El gasto en equipo dañado por la falla de la estructura.
3. La cantidad de pérdidas humanas.
4. La interrupción de algunos servicios.
5. La forma de la falla, dúctil o frágil.

En cualquier caso, la seguridad de la estructura siempre debe ser protagonista en un buen diseño estructural, sobrepasando en importancia al costo de ésta.

2.10 Reglamentos de diseño.

“Un buen proyecto se atribuye a la experiencia del proyectista y al cabal cumplimiento de las normas establecidas para el efecto”. (Gallo Ortiz, 2011, p.5).

“Al conjunto de normas que establece una serie de disposiciones legales se le denomina reglamento” (<https://dle.rae.es/reglamento>)

Uno de los documentos citados líneas arriba fue el manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad, el cual fue redactado por especialistas y revisado por profesionales e instituciones interesadas en el enfoque a reglamentar.

“Existen en general dos tipos de reglamentos en los relativo al diseño estructural.

1. Reglamentos funcionales. Son los que fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento; el proyectista tiene la libertad de cumplirlos de acuerdo con su criterio y su experiencia.
2. Reglamentos prescriptivos. Prescriben en todo detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado”. (Gallo, 2011, p.5)

En México los reglamentos son prescriptivos. Los reglamentos, dependiendo de su alcance pueden alcanzar varios temas de la ingeniería estructural, por ejemplo, del tipo de estructura (ya se vio la clasificación de estructuras) o el material estructura (norma de concreto, de acero, de mampostería).

En México cada estado tiene su reglamento de construcciones y normas técnicas complementarias, pero debido a que el de la Ciudad de México es el que más

estudios presenta y ofrece un abanico grande de seguridad debido a la zona sísmica de la ciudad, es el más usado para obras urbanas y habitacionales.

Las NTC de la CDMX en vigor (2020) consta de aspectos específicos del diseño estructural. Estas normas son:

NTC: Normas Técnicas complementarias. Sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

NTC para el diseño y construcción de estructuras de concreto.

NTC para el diseño y construcción de estructuras de acero.

NTC para el diseño y construcción de estructuras de mampostería.

NTC para el diseño y construcción de cimentación.

NTC para el diseño por sismo.

NTC para el diseño por viento.

2.11 Materiales usados en estructuras.

“Se entiende por material estructural al acero, tabiques, concreto y madera. Se les conoce como materiales estructurales, que son utilizados en la construcción para soportar cargas y proporcionar resistencia y estabilidad.” (Gallo, 2011, p.7)

La principal característica de un material es ofrecer al diseñador y al usuario la resistencia necesaria para soportar las cargas que ya se mencionaron, es decir, que pueda con la estructura misma y con las acciones que convivirán con ella en lo largo

de su vida útil. Usualmente la resistencia se concibe en términos de esfuerzo (kg/cm^2 , Mpa).

2.12 Concreto y concreto reforzado.

Es necesario mencionar dicho material estructural debido a que la solución propuesta en esta investigación es en base a una estructura de concreto armado en combinación con elementos de acero estructural, los cuales compondrán la sección de la cubierta y estructura de esta, así como el concreto reforzado ocupara el área de las columnas y cimentación. Es importante hacer una mención de estos dos materiales debido a que es importante conocer los valores y características de estos materiales para comprender mejor las características de diseño de los elementos de la estructura.

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada y otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del concreto, tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado.

“Igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y muy baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a tensión de que carece el concreto. El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales”. (McCormac, 2017, p.1)

“El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de la que carece el concreto.

El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales” (McCormac 2017, p.1)

Por lo regular, el concreto este fabricado de cemento Portland, el cual debe su nombre a la isla de Portland, Inglaterra, ya que en esta isla las rocas eran del color de la mezcla que se patento como cemento en el año 1824 por el albañil Joseph Aspid. (McCormac, 2017. p.4)

En el área de la práctica, se sabrá que los concretos fabricados con cemento tipo portland necesitan aproximadamente alrededor de dos semanas para adquirir una resistencia que permita al elemento fabricado en este material, la capacidad de sostenerse por si mismo y retirar la cimbra por completo. (Cemex, 2016. P. 35).

“En Estados Unidos, La American Society for Testing and Materials (ASTM) clasifica el cemento Portland en cinco tipos. Estos diferentes cementos se fabrican con los mismos materiales básicos, pero sus propiedades se modifican variando su dosificación. El cemento Tipo 1 es el más usado en proyectos de edificación, pero existen otros tipos que son útiles de acuerdo con cada situación especial, que podrían ser como los de fraguado rápido, generación baja de calor o bien resistencia mayor a los sulfatos.” (McCormac, 2017, p.10)

Como ya se dijo, el concreto es la mezcla de varios materiales, como la arena, la grava, cemento y agua. “Se le denomina a la arena y a la grava como materiales inertes y son usados en la mezcla para disminuir la cantidad de cemento, y de esta manera obtener una estructura más económica”. (Gallo Ortiz, 2011, p.16)

El concreto es resultado de una reacción química que se lleva a cabo por medio de un par de agregados activos, como lo son el agua y el cemento, estos, al unirse generan una reacción química que da pie al endurecimiento del concreto.

Es importante mencionar de una de las características más importantes del concreto es su alta capacidad a la compresión y su gran desventaja en tensión.

2.13 Propiedades del concreto reforzado.

Probablemente el concreto armado es uno de los materiales más usados en la construcción; esto, debido a su fácil comercialización, preparación, adaptabilidad, maleabilidad y adhesión al acero corrugado, el cual fue diseñado y adecuado principalmente para este material.

La alta resistencia a la compresión por unidad de costo con muchos otros materiales es una característica intrínseca de este material. Además de su alta capacidad a convivir con fenómenos naturales de cómo el agua el fuego y las vibraciones naturales.

Una de sus desventajas es su poca o nula capacidad a la tensión. Para su construcción requiere de elementos que lo moldeen tales como la cimbra de madera, acero o plástico.

Una de las más importantes y esenciales es la resistencia a la compresión; la cual se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de concreto de 28 días a una velocidad específica de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros suelen

mantenerse sumergidos en agua o en un local con temperatura constante de humedad de 100%. Aunque existen concretos con resistencias últimas a los 28 días.

2.14. Diseño y análisis en concreto reforzado.

Todas las estructuras de concreto son diseñadas para demostrar cierta ductilidad durante un sismo de gran proporción.

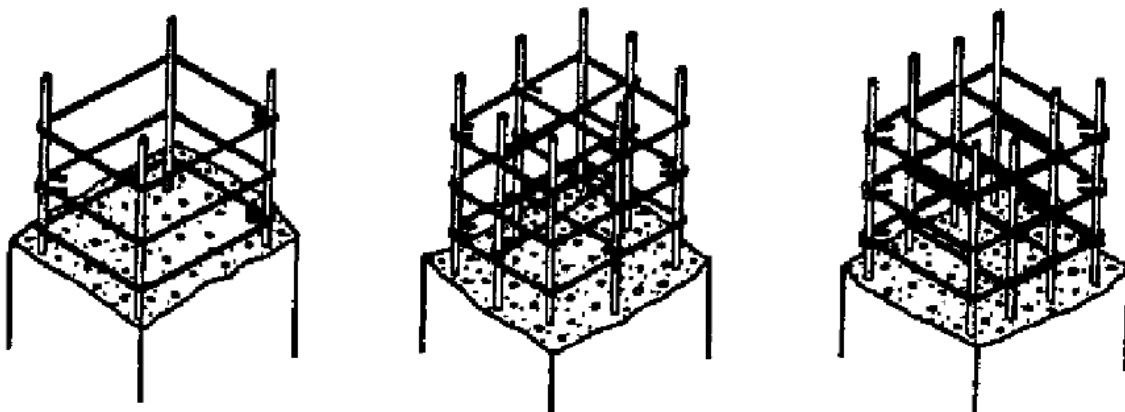


Figura 2.4. Columnas con estribos y ganchos. (Concreto armado)

Fuente: Estructuras de concreto reforzado. (McCormac,2017)

Los estribos generan un confinamiento en el núcleo de cada elemento de concreto armado, esto, generando un obstáculo para las grietas que se forman en el concreto por su baja resistencia a la tensión, en caso de vigas, por su carga y esfuerzo cortante, del cual hablaremos más adelante, y en caso de columnas por la generación y transmisión de momentos por parte de otros elementos estructurales.

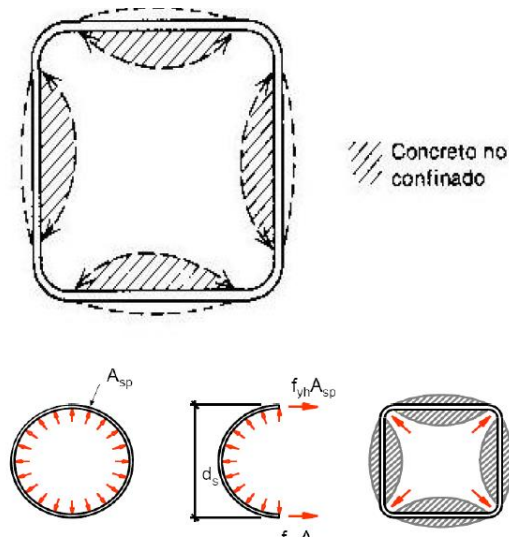


Figura: 2.5. Acción de estribos y sunchos en columnas.

Fuente: Estructuras de concreto reforzado. (McCormac, 2001)

2.15 Acero para estructuras habitacionales.

Como se pudo ver en líneas arriba, el hombre ha conseguido con su paso en la tierra la capacidad de cambiar la forma de muchos elementos naturales con la finalidad de darse servicio a sí mismo y a la sociedad en la que habita.

Una de las técnicas que dio al hombre la victoria sobre la lucha crónica contra el tiempo, fue la del acero perfilado y laminado. El hombre, en el pasado con la capacidad de su ingenio llegó a darle a las generaciones futuras la herencia arquitectónica, ingenieril y habitacional que hoy en día son puntales de la economía en turismo, pero eran obras tardadas, lentas en su construcción y con un gran riesgo y baja capacidad de contabilidad. La mampostería, el concreto armado y la antigua escuela de la construcción sufrió junto con la revolución del acero estructural, la mutación a la producción rápida y eficiente para competir en un campo como el del

acero estructural. Que, a consideración de este siglo, es el material que le dio al hombre la utilidad en tiempo y reducción de costos hombre en las edificaciones de edificios, puentes, cubiertas y demás elementos estructurales.

En la actualidad, todos conocen una estructura de acero. El típico Golden Gate en la ciudad de San Francisco, California en Estados Unidos, la Ópera de Sídney, en Australia, la Torre Latinoamericana, icono de la ingeniería mexicana, la Torre Mayor en el Paseo de la Reforma de la Ciudad de México y muchos puentes más por mencionar.

El acero estructural, según McCormarc (2016, 5), posee las características intrínsecas del poco peso, gran resistencia, facilidad de fabricación, la uniformidad, la alta resistencia al paso del tiempo, la elasticidad.

“El acero se acerca más en su comportamiento o las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto son relativamente imprecisos.” (McCormac, 2017, p.1)

Las estructuras de acero tienen la facultad de poseer alta durabilidad, la cual es indefinida siempre y cuando sea constante en su mantenimiento, tal como el tratamiento a la corrosión, la pintura y constante monitoreo ante la interacción de la carga-descarga a la que esté sometida.

Otra propiedad que no debe ignorarse es la ductilidad, que es la propiedad que tiene el acero y otros materiales para interactuar con grandes deformaciones sin sufrir ninguna falla bajo esfuerzos de tensión a los que estará sometida. “Cuando se prueba a tensión en un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura, Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino”. (McCormac, 2012,p.2)

Al acero estructural, se le puede llamar, tenaz porque posee resistencia y ductilidad, o sea que un elemento de acero puede ser cargado y descargado infinitas veces y llegar a un punto o estado limite y nuevamente soportar cargas y grandes esfuerzos.

Las estructuras y elementos de acero se adaptan a diversas aplicaciones, como la que se menciona en el presente documento. Posee la capacidad de adaptarse a elementos de concreto armado ya existentes, interactuar con elementos como la madera, el subsuelo, en su forma de perfil, y laminado en caliente.

“Latinoamérica posee más del 18% de la reserva del mundo en mineral de hierro que es un elemento que, en combinación con el carbono, forma el acero. La minería en Latinoamérica satisface las necesidades que vivimos día a día en el área de la construcción y la seguridad habitacional, y además exporta un 70% al mercado mundial”. (Tavera y Moreno, 1990, p.1)

“Los primeros perfiles estructurales de acero hechos en Estados Unidos en 1819 fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I de acero se laminaron por primera vez en este país en 1884 y la primera estructura reticular fue montada en ese mismo año”. (McCormac. 2012, p.7)

De acuerdo con McCormac (2012) El ingeniero William LeBaron Jenny, fue el autor de esta estructura y fue la solución adecuada, debido a que la mano de obra se encontraba en huelga, esta fue la revolución en la construcción, pues, como sabemos todas las crisis nos llevan a lugares nuevos.

El acero estructural es noble en el aspecto económico, debido a que puede formarse con poco recurso en materia industrial y en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios en su aspecto físico y material. Los perfiles I, T y C son los más comunes y comerciales en el mercado internacional.

Algunas de las desventajas del acero pueden ser la corrosión, el costo de protección contra incendios y siniestros, la susceptibilidad al pandeo, esta se presenta según McCormac (2012) cuando los elementos son largos o altos y son miembros sometidos a compresión. La fatiga, que por lo regular se presenta cuando un elemento es sometido continuamente a un gran número de cargas y descargas contrarias a su esfuerzo o bien a un gran número de cambios en sus esfuerzos a tensión para los que fue diseñado. La fractura frágil es también una característica del acero que aparece en el rubro de las desventajas, ya que el acero puede perder su ductilidad y en una zona

donde los esfuerzos se acumulen puede presentarse una fractura frágil, esta falla en particular puede ser derivada de la fatiga.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se menciona la ubicación del proyecto en su macro y microlocalización, así como su ubicación específica, además de las características del municipio en el que se encuentra, tales como la economía, hidrología, flora, fauna, entre otros factores abióticos y biológicos que son oriundos del lugar. Dicha información tiene el objetivo de orientar y catalogar las propiedades de la estructura, así como justificar el diseño de la estructura, cuál será su función y el porqué del diseño. Además de que estos aspectos brindarán un panorama más amplio sobre la zona donde se ubica el proyecto.

3.1 Generalidades.

El estado de Michoacán de Ocampo es la sede del proyecto a realizar, el cual se localiza en la parte oeste de los Estados Unidos Mexicanos y se encuentra entre los ríos Balsas y Lerma, el Océano Pacífico y el Lago de Chapala de acuerdo con el artículo <https://es.wikipedia.org/wiki/Michoacán> (2020)

La estructura estará sometida a ráfagas de viento de un aproximado de 80 km/h, según el mapa de regionalización eólica de la República Mexicana. (Fernández; 1998; P131)

La ubicación, en la carretera libre estatal de Uruapan-Pátzcuaro es apropiada, dada que será para uso de comercialización de refacciones para tractocamión, eso, debido al alto flujo vehicular del servicio de transporte de mercancías y de equipo

`pesado por la zona. Así como formar parte de la red carretera que comunica la ciudad de Uruapan con diferentes municipios, por mencionar algunos: Pátzcuaro, Tzintzunzan, el municipio de San Andrés Corú y Morelia, sólo por mencionar algunos.

La ubicación del proyecto se encuentra rodeada de comerciantes y prestadores de servicio del mismo rubro: automotriz, transporte, maquinaria pesada y servicios a los transportistas; Tales como lo son: cafeterías de 24 horas, servicio mecánico para vehículos Diesel, servicio de neumáticos, armadoras empíricas de vehículos Diesel. Otros predios, son destinados como viveros para la plantación de aguacate, en su mayoría, debido a que los agentes climatológicos, así como la vegetación poseen altos niveles de humedad relativa, que es propicio para la proliferación de especies vegetales tales como el aguacate y plantas silvestres que se pueden ver alrededor de los predios aun sin ocupar o sin un tratamiento de despalme para disponerlos al uso de suelo.

El espacio en el que se plantea realizar el proyecto está conformado por un limo arenoso y se encuentra a las faldas de dos montes, por lo que se puede deducir que se trata de un suelo trasladado, los cuales poseen la característica de de la baja capacidad de carga. Cabe mencionar, que, a pesar de presentar estos datos tan importantes, en la presente investigación no se realizará el diseño ni análisis de la cimentación.

La ciudad de Uruapan posee una gran variedad de impulsos económicos, pero el motor de la economía en el municipio se debe a la agricultura, ya que el aguacate se coloca como protagonista del mercado estatal, nacional y como producto de exportación. Este, genera a su vez gran cantidad de empleos en el municipio; desde

empaques, hasta transporte, ventas, producción, mantenimiento, consultas, construcciones, servicios, etc.

3.1.1 Objetivo.

El objetivo de este proyecto es el diseñar, analizar y planear la estructuración de la nave industrial en el predio que se referenciara durante este capítulo, así como garantizar que cumpla el objetivo para el cual está diseñada. Así como realizarla con el cumplimiento del reglamento de construcción vigente y las especificaciones técnicas dadas por las autoridades en materia.

3.1.2 Alcance del proyecto.

En la presente investigación y trabajo se dará a conocer el proceso del análisis y el diseño de la nave industrial de cubierta metálica y muros de mampostería de acuerdo con las especificaciones técnicas y a los métodos de cálculo estructural apejándose a la normatividad vigente en las obras de carácter construcción-civil.

3.2 Resumen ejecutivo.

En este trabajo se revisarán y analizarán las cargas y esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura, tales como cargas muertas, por viento, cargas axiales, momento de los elementos estructurales, deformaciones, las cargas vivas, etc. En cuestión, las cargas vivas las proporcionaremos de acuerdo con los estándares y lineamientos que establece el reglamento de construcción. Estos estándares los dicta el reglamento de construcción del distrito federal, así como el manual de diseño aplicado para el estado de Michoacán de Ocampo.

En esta investigación se planteará como objetivo encontrar cuáles serán las secciones y dimensiones correctas para cada elemento estructural que compondrán la nave industrial, así como las acciones que se ejercerán sobre ella y así deducir cuales son, de acuerdo con el análisis, los elementos indicados, las secciones, los materiales y el método adecuados para su diseño y fabricación.

En la actualidad, la ubicación del terreno se encuentra despalmada, es decir, la capa vegetal fue retirada únicamente se realizó la operación del movimiento de tierras para el trazo y nivelación del terreno.

Es necesario mencionar que el terreno fue rellenado con restos de escombros y residuos de construcción, así como suelo en buen estado que, de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos, se considera como limo arenoso, fricciónarte.

El acceso a la ubicación es apropiado, ya que se encuentra a pie de la vía terrestre, a los 10 metros de ancho de vía establecidos por la norma de la secretaria de comunicaciones y transporte. El predio se encuentra rodeado del lado oeste con un establecimiento prestado de servicios mecánico para vehículos Diesel, a lo lado este con un vivero de planta de aguacate, del lado norte por un predio ejidal y al lado sur por la vía de la carretera Uruapan- Pátzcuaro.

3.3 Macro y microlocalización.

El sitio del proyecto se encuentra localizado en el ejido de Toreo El Alto, tenencia de la ciudad de Uruapan, en el Estado de Michoacán de Ocampo.

El estado de Michoacán se localiza entre el lago Chápala y el río Lerma por el norte y el río Balsas por el sur, es uno de los estados más bellos de la República Mexicana y su tierra es fértil y productiva de acuerdo con el artículo es.wikipedia.org/wiki/Michoacán (2020).

Cuenta con 113 municipios y su economía depende básicamente de la agricultura; sobresale el cultivo del aguacate en la zona norte del estado, sobre la sierra volcánica transversal y en la zona de tierra caliente se produce en gran medida el sorgo, el limón, el garbanzo, algodón, arroz, papaya, melón y ajonjolí; mientras en la región Norte, en el valle de Zamora y entidades vecinas se cultiva la fresa y la zarzamora de acuerdo con el artículo <https://es.wikipedia.org/wiki/Michoacán> (2020).

La capital del Estado de Michoacán de Ocampo es Morelia, antiguamente llamada Valladolid.

La ciudad de Uruapan se localiza en la zona centro-occidente del estado de Michoacán de Ocampo, tiene una superficie total de 954.17 kilómetros cuadrados que equivalen al 1.62% de la extensión total del estado.

Sus límites son al norte con el municipio de Charapan, el municipio de Paracho y el municipio de Nahuatzen; al este con el municipio de Tingambato, al municipio de Ziracuaretiro y el municipio de Taretan; al sur con el municipio de Gabriel Zamora; al oeste con el municipio de Nuevo Parangaricutiro, con el municipio de Peribán, con el municipio de Tancítaro y con el municipio de Los Reyes.

Uruapan, se encuentra ubicada en la vertiente sur de la sierra de Uruapan, prolongación de la de Apatzingán, formando parte del eje volcánico. Su altura sobre el

nivel del mar se considera 1634 metros y queda situada a los 19° 24'56" de latitud Norte y 102°03'46" de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich según el artículo (<http://urumich.mx.tripod.com/page3.html>) (2020)

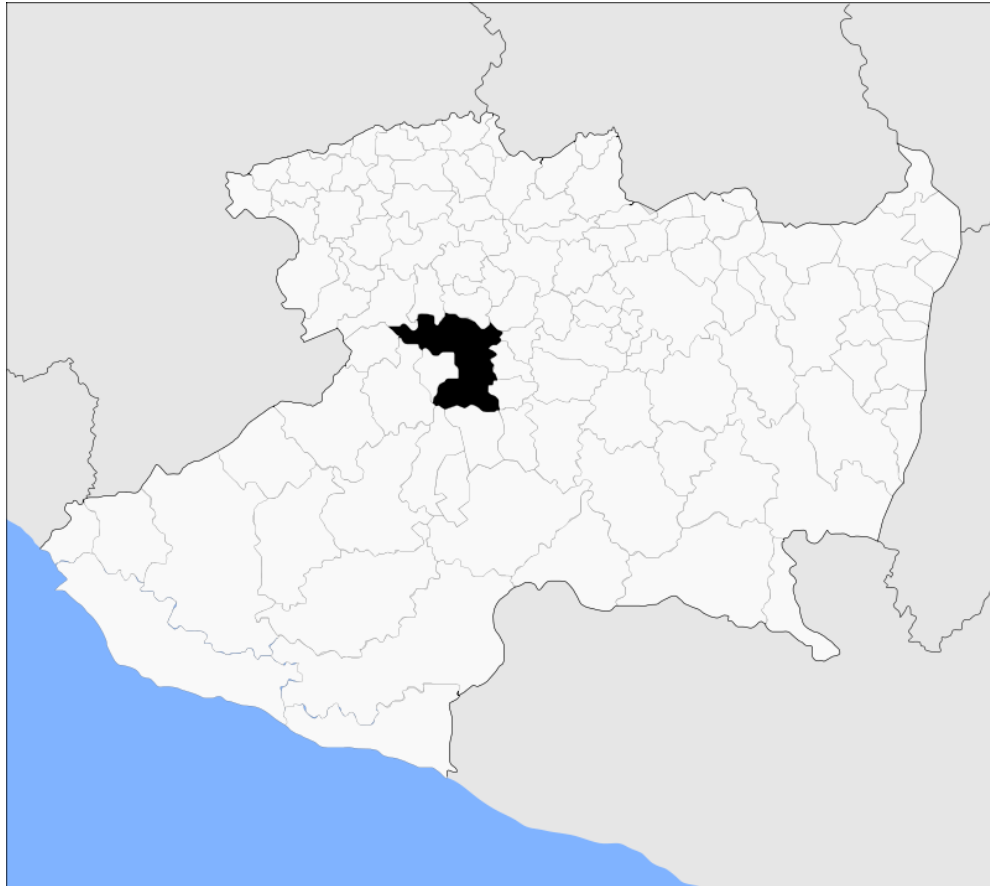


Fig. 3.1 Ubicación de Uruapan en el estado de Michoacán de Ocampo.

Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan_\(municipio\)](http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan_(municipio))

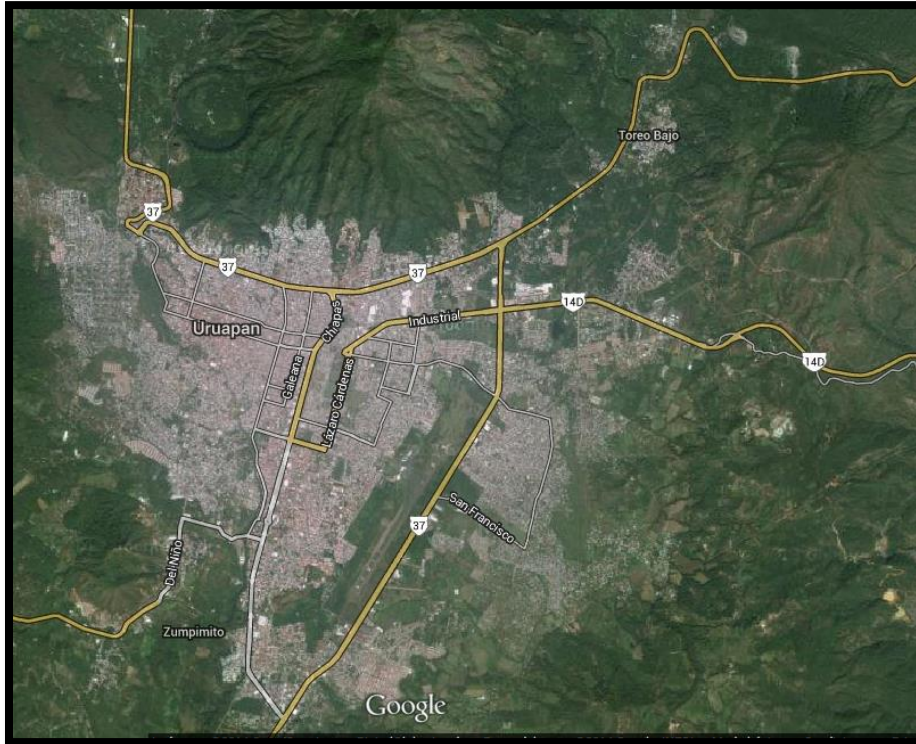


Fig. 3.2 Ciudad de Uruapan, Michoacán.

Fuente: <https://www.google.com.mx/map>

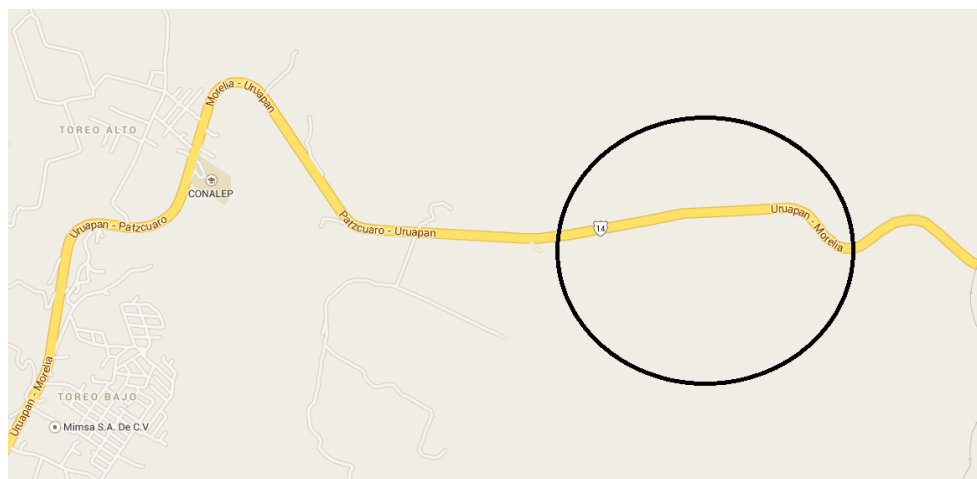


Fig. 3.3 Figura 3.3 Ubicación de la zona donde se edificará la nave industrial.

Fuente: <https://www.google.com.mx/map>

3.3.1 Geología regional y de la zona de estudio.

La zona de estudio presenta rocas sedimentarias, vulcanismo reciente (Plioceno-cuaternario) de productos piroclásticos con una composición de basalto, andesita y rolita, resaltando grandes cantidades de olivino como mineral característico (INEGI, 1985).

El clima que domina es templado y en algunas áreas es semifrío. El templado es semicálido y húmedo, así como semifrío húmedo y subhúmedo. Con una temperatura media anual que varía de 11 a 18 °C y precipitaciones desde 800 a más de 1500 mm anuales (DIGETENAL, 1985). La vegetación es 40% bosque de pino (*Pinus patula*, *P. montezumae*, *P. pseudostrobus*, *P. oocarpa*, *P. leiophylla* y *P. michoacana*), el cual se explota por su madera y resina, y 9% de bosque de encino (*Quercus crassipes* y *Q. laurena*). El uso agrícola es de temporal, principalmente; sin embargo, hay pequeñas zonas con riego.

3.3.2 Hidrología de la zona.

En la ubicación mencionada las características y potencialidad de los recursos hidrológicos se establecen por los grados de precipitación pluvial, manantiales, ríos almacenamientos artificiales que son muy abundantes en esta región, así como las condiciones de sus mantos acuíferos, al igual que su nivel de aguas freáticas, el uso que se le da al agua y los factores que la consumen y afectan su volumen natural o apto para el consumo humano sin contar el desperdicio.

Las estaciones meteorológicas que monitorean el municipio de Uruapan, las lluvias son un factor que se ha presentado constantemente en las temporadas cálidas

del año, comenzando la precipitación en el mes de mayo, y obteniendo su auge en el mes de Junio, cuando la precipitación aumenta en la zona va en aumento registrando. Según los registros, se tiene en promedio una precipitación mínima de 185.1 mm y una máxima de 208.3 mm, dicha precipitación cae en decadencia entre los meses de Agosto y Septiembre, donde la altura máxima es de 170.1 mm y la mínima de 167.8 mm.

La ciudad de Uruapan está ubicada en la región hidrológica número 18 de la cuenca del Rio Balsas. El rio Cupatitzio es una subcuenca característica de la regio, ya que es el afluente más cercano de la ciudad con un caudal muy pronunciado.

3.3.3 Uso de suelo regional y de la zona de estudio

Las propiedades que tiene el terreno se ven catalogadas por el uso de suelo: esto, con el objetivo de conocer las propiedades físicas de soporte, viendo así las diferentes capas o posibles agregados que se pueden añadir al terreno natural. La zona presenta una gran paca vegetal, además de ser utilizada como huerta para plantíos de aguacate.

De acuerdo con el cabildo de la Ciudad de Uruapan y al plano de regionalización de uso de suelo, la zona donde se pretende edificar la nave industrial es de uso agrícola y ganadera.

Predominan los bosques de pinos y cedros en la parte norte que colinda con la zona mencionada, su fauna la conforman los zorrillos, cuiniques, ardillas comunes, gatos de monte, aves de nido, serpientes de suelo húmedo.

Ganadería

Se cuenta con zonas de cría de ganado porcino y caprino, así como algunas zonas para caballar.

Turismo

Cuenta con la ciudad de Uruapan, la cual posee el parque nacional, en sus cercanías está el poblado de San Andrés Corú, las ruinas prehispánicas del poblado de Tingambato, así como el turismo religioso.

Comercio

Cuenta con la venta de semilla para planta de aguacate, la venta de plantas de este, venta de flores, restaurant, préstamo de servicios, y refacciones usadas.

Caza y pesca.

No se reporta en esta zona.

3.4 Informe fotográfico.

En el presente capítulo se abordará un informe fotográfico en el cual se presenta la situación actual del terreno, cual es la problemática, así como la especificación visual de la ubicación, comercios y establecimientos alternos que sirven como referencia para la ubicación de este, así como el informe de la vegetación, la colindancia con los terrenos aledaños y con la vía terrestre.

3.4.1 Problemas de drenaje.

El drenaje o sistema de drenaje pluvial es necesario si se habla de caminos, se conocen muchas de las cualidades del agua que se usan a favor, pero también posee cualidades que en ocasiones se convierten en inconvenientes en las construcciones. En este caso se abordarán una serie de propuestas para evitar el arrastre de sedimentos, las inundaciones, la saturación del suelo, el mal drenaje de la cinta asfáltica que colinda con el terreno en la parte sur.



Figura 3.5. Vista de la propiedad desde la parte sur, en la cual se observa las cercas que delimitan la superficie del predio, así como las condiciones en las que se encuentra.

Fuente: Propia.

En la presente imagen logramos captar el espacio en el cual se pretende construir la nave industrial. Como podemos ver, la toma es capturada desde el punto

sur de la zona, en la cual, al norte se logra ver uno de los montes mencionados y la espesa capa vegetal que la envuelve.



Figura 3.6. Vista desde la parte sur para referenciar la ubicación del predio con respecto a la cinta asfáltica que colinda en la parte contraria al norte.

Fuente: Propia.

La vía o camino no presenta drenaje para la carpeta asfáltica, únicamente el bombeo que debe llevar por disposición de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Una de las mejoras que se realizara en el proyecto, es colocar cunetas en el margen del predio, esto, para evitar el encharcamiento de la precipitación pluvial y evitar en lo menos que el agua entre al terreno trayendo consigo la saturación del terreno y provocando fallas en el.

El arrastre de sedimentos, esto por la tala de la vegetación de pinos y el cambio de uso de suelo. Es un testigo evidente de la actividad geológica de los orígenes del suelo, ya que es suelo de condición trasladada.

El suelo se satura muy fácilmente debido a su alta relación de vacíos, además de ser un limo-arenoso con poca plasticidad.



Figura 3.7. Vista de Norte a sur, desde el interior del terreno.

Fuente: Propia.

Vista de norte a sur, en las cuales se presenta la condición del predio. Se puede observar que se ha sometido a tratamientos preliminares para su uso, en el cual el

despalme, el trazo y nivelación se observan, excepto el compactado. En el fondo se puede observar otro monte, el cual se localiza en la parte sur.

3.4.2 Estado físico actual.

Se presenta el estado en el que se encuentra el terreno y el material que ocupa espacio dentro de él, así como la vegetación que está ocupando espacio.

El terreno fue sometido a trazo y nivelación, lo que, debido a sus condiciones topográficas en estado natural, fue necesario acudir al relleno con materiales de diversos orígenes para dar el nivel adecuado. En la presente imagen se capta que gran parte de este es escombros, o rastrojo, residuos de construcción, tierra en buen estado y residuos vegetales propios del lugar.

En el interior del predio aún se conservan accesorios de la maquinaria y equipo que se utilizó para la mejora del terreno. En la presente imagen se capta la parte norte del terreno, podemos observar que la capa vegetal se hizo presente de nuevo, esto debido a la flora que rodea el lugar, sin duda un factor muy importante para tomar en cuenta dentro del diseño de la estructura.

3.5 Alternativas de solución.

En este apartado se abordará las propuestas de solución del problema para realizar la obra de una forma correcta y rentable.

Es de mucha importancia decir que el predio no se encuentra en mal estado. Y debido a esto es innecesario realizar más adaptaciones, salvo las mejoras del suelo y los servicios como luz eléctrica, agua potable y drenaje y alcantarillado.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se aborda la metodología que se utiliza en este trabajo; con la cual se pretende mostrar la forma en que se obtuvieron los resultados que se defienden el análisis, diseño y la comprobación, de acuerdo con la normativa de construcción establecida en el país.

4.1 Metodología de la investigación.

La metodología de la investigación es un campo de estudio útil y necesario para todos aquellos que pretenden plantear y demostrar la solución a un problema del área que se desea investigar. La investigación se clasifica de acuerdo con su enfoque; al diseño de la investigación; y al alcance de la investigación.

4.2 Enfoque de la investigación.

De acuerdo con Hernández y colaboradores (2010) Existen tres enfoques de investigación: cualitativo, el cual se encarga de dar un estimado o aproximado de acuerdo con lo que piensa y estima cada persona, pero sin cifras exactas o empíricas, que impiden un conocimiento exacto de lo que se tiene pensado estudiar o investigar. Es decir, se necesita plantear diferentes acciones para obtener el resultado, estas acciones pueden ser desde cuestionarios, entrevistas y observaciones. Este tipo de enfoque es muy aplicado en las ciencias sociales, ya que, con respecto a las reacciones y resultados en la forma de actuar, pensar o vivir, no se puede establecer

una cifra exacta ni un resultado concreto. El enfoque de investigación cualitativo estudia el comportamiento de personas y sus reacciones y variables que no pueden ser expresadas de una forma concreta o tangible, debido a que se basa en aproximados.

El enfoque mixto, el cual abarca el método cuantitativo y cualitativo, expresando valores y expresiones u opiniones de personas o variables que se investigan.

Cuantitativo; en este enfoque se plantea con cifras exactas todo lo que se estudia; es decir, se estudia el comportamiento de una variable y arroja como resultados datos concretos y exactos que son posibles analizar con matemáticas aplicadas y permiten observar los datos de una manera exacta y sin errores.

El enfoque cuantitativo pretende intencionalmente medir con precisión las variables de estudio.

La presente investigación será de tipo cuantitativo, ya que en base a distintos métodos numéricos y precisos las variables que se buscan para establecer un resultado en la investigación y búsqueda de las variables en el análisis y posteriormente el cálculo de la estructura.

4.3- Diseño de la investigación.

En el diseño de la investigación, existen dos tipos importantes para comprobar los resultados, según Hernández y Colaboradores (2010), los diseños experimentales y no experimentales. Los primeros tienen como objetivo manipular las variables de forma intencional de un fenómeno y evaluarlo; en el segundo no es posible modificar las variables mencionadas, por lo que solamente se puede hacer uso de la

observación. El diseño de investigación de la presente tesis es no experimental, ya que las variables que intervienen en el análisis y diseño estructural no son negociables ni cifras que puedan modificarse, sino únicamente obtenerse por medio de métodos físicos, matemáticos e ingenieriles explicados más adelante.

Durante la investigación, el diseño de esta juega un papel muy importante ya que como diseño existen distintos puntos necesarios para realizarla. Todo esto depende del tipo de investigación que se desea a hacer; ya que existe la investigación experimental, en la cual, por primera vez se busca el resultado de una variable y en el cual se emplean métodos para obtenerla que no es muy común necesitar; durante la búsqueda de la variable se necesita realizar diferentes investigaciones y enfrentarse a variables desconocidas con el fin de interpretarlas y obtener el resultado deseado. El estudio experimental se realiza cuando el objetivo es examinar un tema o problema de investigación poco estudiado.

Un ejemplo de la aplicación de este método de diseño de investigación se da en el campo de la medicina, durante la investigación de un brote infeccioso del cual no se tenga registro anteriormente, una nueva enfermedad o síntomas desconocidos que ataquen a la sociedad y no se encuentre información al alcance para combatir dicho padecimiento.

De acuerdo con Hernández y Colaboradores (2010) otro enfoque que figura dentro de los tres diseños de investigación es el cuasiexperimental, el cual es la combinación del enfoque experimental y el no experimental, en el cual se emplean diferentes valores tanto experimentales como ya conocidos para encontrar la variable

buscada. El enfoque cuasiexperimental es para cuando aún necesitamos la investigación para conocer la variable que aun necesitamos en base a la que tenemos.

El diseño cuasiexperimental también manipula una variable deliberadamente, al menos, una variable independiente para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes, solo que difieren de los experimentos puros en el grado de seguridad o confiabilidad que pueda tenerse sobre la equivalencia inicial de los grupos. En los diseños cuasiexperimentales los sujetos no se asignan al azar a los grupos ni se emparejan, sino que dichos grupos ya están formados antes del experimento: son grupos intactos.

De acuerdo con Hernández y Colaboradores (2010) el enfoque no experimental podría definirse como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Es decir, se trata de estudios donde no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para su efecto sobre otras variables. Lo que se hace en la investigación no experimental es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para posteriormente analizarlos.

En un estudio no experimental no se genera ninguna situación a la que son expuestos varios individuos. Esta situación consiste en recibir un tratamiento, una condición o estímulo bajo determinadas circunstancias, para después evaluar los efectos de la exposición o aplicación de dicho tratamiento o tal condición.

Como enfoque no experimental, los métodos aprendidos en clases y los distintos libros que existen del tema de análisis y diseño estructural guiaran este documento para que sea confiable su resultado y no se preste la oportunidad de caer

en el error. Debido al tipo de diseño, únicamente se seguirán las normas ya establecidas para realizar la búsqueda de la variable y presentar un correcto análisis y diseño estructural, basado en la experiencia y métodos que han dado resultado en diversas investigaciones.

El alcance de la investigación se caracteriza por clasificar el tipo de demostración de la investigación, ya que existen 4 formas de su alcance que según Hernández y Colaboradores (2010) son; explicativo, que se clasifica por también buscar una variable desconocida en base a diversos métodos y aplicaciones ya establecidos. Descriptivo: los diseños descriptivos tienen como objetivo investigar la incidencia de las modalidades o niveles de una o más variables. Por describir exactamente lo que se tiene planeado investigar y encontrar en la presente investigación, Correlacional, y, por último, explicativo, que únicamente explica los sucesos o los pasos y algoritmos necesarios para la investigación.

En el desarrollo de la investigación el alcance será descriptivo, ya que describe la forma y en la cual se obtuvo el valor de las variables que buscamos y que plantearemos en el presente documento.

El análisis arroja resultados que se necesitan para emplear el diseño; en esto, se basan los métodos propios para emplear distintos materiales, secciones, tipos de construcción, etc. Las cargas a las que será sometida la estructura serán impuestas en el análisis estructural, ya que como su nombre lo dice, el análisis consiste en experimentar en base a procedimientos ya conocidos y establecidos los posibles resultados que se necesitan para encontrar un método propio y necesario y obtener el resultado de la variable.

4.4 Alcance de la investigación.

Según Hernández y Colaboradores (2005), los estudios correlacionales pretenden responder a preguntas de investigación como estas. Este tipo de estudio tiene como propósito evaluar la relación que exista entre dos o más conceptos, categorías o variables.

En ocasiones sólo se analiza la relación entre dos variables, lo que podría representarse de diferentes maneras (X), pero frecuentemente se ubican en el estudio entre tres variables.

Los estudios cuantitativos correlaciones miden el grado de relación entre esas dos o más variables. Es decir, miden cada variable presuntamente relacionada y después también miden y analiza las correlaciones. Tales correlaciones se expresan en hipótesis sometidas a prueba.

“La utilidad y el propósito principal de los estudios correlacionales cuantitativos son saber cómo se puede comportar un concepto o una variable conociendo el comportamiento de otras variables relacionadas. “Cabe señalar que la investigación realizada es de tipo cuantitativo. (Hernández et. al. 2005, p.122)

Es decir, intentar predecir el valor aproximado que tendrá en un grupo de individuos o fenómenos en una variable a partir el valor que tienen en las variables relacionadas.

En el caso de investigaciones cualitativas, también es factible tener un alcance correlacional entre dos o más conceptos, categorías o variables, aunque no se miden en la variable relacionada.

Por lo general tales relaciones no se fijan previamente (no son preconcebidas), sino que se descubren durante el proceso de la investigación, esto es, se van induciendo.

La correlación puede ser positiva o negativa. Si es positiva, significa que sujetos con altos valores en una variable tenderán a mostrar altos valores en las otras variables.

Si es negativa significa que los sujetos con altos valores en una variable tenderán a mostrar bajos valores en la otra variable. Si no hay correlación entre las variables ello indica que éstas varían sin seguir un patrón sistemático entre sí.

Los estudios correlacionales cuantitativos se distinguen de los descriptivos principalmente en que mientras estos se centran en medir con precisión variables individuales.

Los estudios correlacionales evalúan el grado de relación entre dos variables, pudiéndose incluir varios pares de evaluaciones de esa naturaleza en una investigación.

La investigación correlacional tiene en alguna medida, un valor explicativo, aunque parcial. Saber que dos conceptos o variables se relacionan aporta cierta información, aunque parcial.

Desde luego la explicación es parcial pues hay otros factores relacionados con la adquisición de conceptos. En términos cuantitativos cuanto mayor sea el número de variables estén correlacionadas o asociadas en el estudio y mayor sea la fuerza de las relaciones, más completa será la explicación.

En términos cualitativos cuantos más conceptos se observen con profundidad se agreguen al análisis y se asocien habrá un mejor sentido de entendimiento del fenómeno estudiado.

Un diseño Correlacional puede limitarse a dos categorías concepto, situaciones, objetos o variables o incluso abarcar modelos o estructuras tan complejos como la adjunta.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS.

En el presente capítulo se muestra la descripción del funcionamiento de la estructura, la forma en que recibe las cargas y las acciones que interactúan con ella, tales como el viento, la carga viva y su peso propio, también se aborda el caso de la estructuración, el análisis de cargas, para determinar las secciones y dimensiones de los miembros estructurales, tales como columnas, armaduras, ménsulas y dimensión de la cubierta presforzada.

5.1.- Análisis de cubierta.

En el presente capítulo se aborda el análisis estructural, el cual va desde el análisis de la cubierta, hasta la transferencia de cargas que esta genera a los elementos estructurales de soporte; que en este caso serán columnas de concreto armado.

Es de mencionarse que la cubierta será una membrana de acero pre esforzada y moldeada de acuerdo con el diseño y análisis de los elementos a los cuales se encontrará sometida la cubierta.

Después de esta información; es necesario mencionar que **NO SE REALIZARÁ ANÁLISIS POR VIENTO PARA EL DISEÑO DE LA CUBIERTA DEBIDO A QUE SE TRATA DE UN ELEMENTO PREESFORZADO.** Todos los fabricantes de estos sistemas de cubierta rigen sus criterios de elección en base a los factores siguientes:

1.- Uso de la nave.

Una nave industrial siempre place la necesidad de espacios grandes, libres de obstáculos y tropiezos. Uno de los problemas a los que se enfrenta constantemente este tipo de obras es la altura; la altura determina la capacidad de albergar instrumentos o maquinaria de grandes dimensiones espaciales, pero a su vez, es un mecanismo que expone la estructura a los azotes de las ráfagas de viento.

En el caso del sistema de cubierta de arco-techo, por ser de naturaleza semicircular, la altura no es uniforme, sino gradual de las esquinas superiores de los muros y estructura de carga de la obra hacia el centro, dado que, por ser de origen semicircular o arco, la cresta de éste es el elemento que dicta las propiedades de determinar su altura, ésta la proporciona la flecha; la flecha es la separación del punto más alto del arco con respecto al centro de la nave.

Ésta varía de acuerdo con el claro y al uso de la nave, como ya fue mencionado, a las necesidades de la obra o las dimensiones de los bienes a albergar.

La flecha consta únicamente del porcentaje del claro. Según el sistema de cubierta Galvarko. * la altura de la flecha varía de acuerdo con el claro, ya que el límite de la altura de esta es del 50% del claro del arco.

Ésta varía de acuerdo con el porcentaje del claro y lo podemos apreciar en la expresión que recomienda el fabricante.

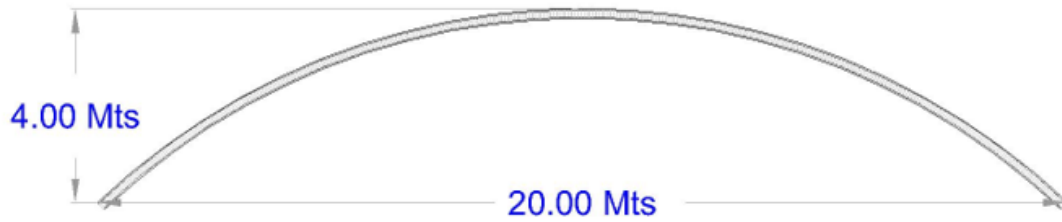


Figura 5.2. Dimensiones del arco-techo conforme al fabricante.

Fuente: Propia.

Existe un método que es guía para todos los fabricantes de naves de este tipo, el cual se rige en una tabla ya establecida, es la siguiente:

% DE FLECHA RESPECTO AL CLARO.							
CLARO	20	25	30	35	40	45	50
15	3	3.75	4.5	5.25	6	6.75	7.5
16	3.2	4	4.8	5.6	6.4	7.2	8
17	3.4	4.25	5.1	5.95	6.8	7.65	8.5
18	3.6	4.5	5.4	6.3	7.2	8.1	9
19	3.8	4.75	5.7	6.65	7.6	8.55	9.5
20	4	5	6	7	8	9	10
21	4.2	5.25	6.3	7.35	8.4	9.45	10.5
22	4.4	5.5	6.6	7.7	8.8	9.9	11
23	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.5

Tabla 5.1. Tabla de selección de dimensiones en base al porcentaje del claro para diseño de cubiertas de arcotecho.

Fuente: www.abccubiertas.com.mx/datos-tecnicos-de-abc-cubiertas/tabla-de-datos-importantes/ (2020)

En la Tabla 5.1 se ilustra de forma especial la cantidad del 20% de la flecha, esto, debido a las necesidades del proyecto que ampara el presente documento, ya que no se necesitan alturas superiores debido al fin y uso de la nave industrial.

Según las especificaciones arquitectónicas:

1. La flecha será del 20% de altura con respecto al claro del arco.

Como se puede observar, la marca del 20% con respecto a nuestro claro de 20 Mts es de: 4 Mts de altura: esto quiere decir que dadas las opciones; nuestra altura será la siguiente:

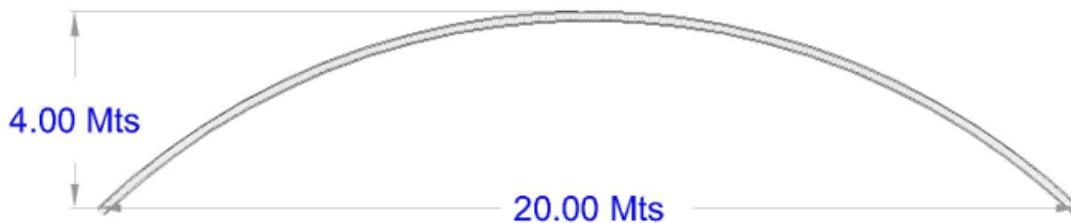


Figura 5.2. Dimensiones del arcotecho propuestas para el claro de 20 mts. La figura muestra que la flecha de la cubierta equivale al 20% de su claro.

Fuente: Propia.

Después de deducir la altura de la flecha que tomara nuestra cubierta, el siguiente paso en los algoritmos de diseño es el de elegir el calibre de la cubierta.

5.2.- Calibre de la cubierta.

En este apartado se mencionarán las características del material laminar que se aplicara en la cubierta de la nave industrial que se presenta en esta investigación.

Los criterios de los fabricantes de cubiertas de arco-techo para la elección del calibre de la lámina empleada en ella.

Determinaremos el calibre de la lámina.

5.2.1.- Características técnicas de la lámina empleada en la cubierta.

Según “acerored” (2008) la lámina engargolada de arcotecho es un sistema de cubierta autosoportante, se caracteriza por su ahorro en elementos estructurales. Es perfilada in situ mediante maquinaria y moldeado en frío.

La cubierta es fabricada en lámina de acero rolada y pre-esforzada. Con las siguientes características:

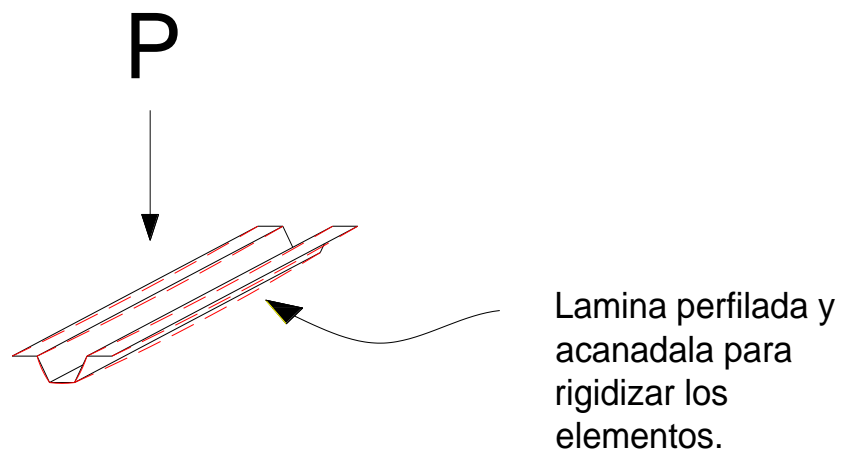
- Lámina de acero galvanizado Zintro alum® Galvalume® Lámina de Acero Zinc - Aluminizada Lámina recubierta en un proceso de inmersión en caliente de alto grado, con una capa compuesta por Zinc, aluminio y silicio, proporcionando una protección anticorrosiva, así como catódica en los bordes expuestos por perforaciones y corte.
- Especificaciones:
 1. Módulo de elasticidad 2.1×10^6 kg/cm².
 2. Esta lámina se fabrica de acuerdo con las Normas ASTM A-792 y A-653 grado 37.
 3. Esfuerzo máximo de trabajo 1,560 kg/cm².
 4. Criterios y Métodos de diseño de acuerdo con el "Manual de Miembros Estructurales de Acero".
- 1. “Rolado en Frío” editado por American Iron and Steel Institute, 1986.

El diseño trapezoidal es predeterminado por los fabricantes del mencionado sistema de cubiertas, por mencionar algunos de la inmensa gama de proveedores que existen en el mercado.

Dicho diseño es únicamente una forma que la ingeniería actual designó a estos perfiles con el fin de otorgarle inercia a los elementos estructurales.

Dado que la figura natural del laminado en rollo que se requiere a uso en dichas cubiertas posee un bajo valor de inercia y es desfavorable para las cargas por viento y aun, la falla por pandeo es necesario aplicar un método adecuado para su aprovechamiento óptimo.

Dado que en la figura se muestra la notoria deformación de la lámina debido a su bajo valor de inercia, se optó por convertir el perfil laminar a un perfil atiesado. Tal como se muestra en la figura 5.3. en la cual se observa la baja deformación de una sección dada la aplicación de una carga puntual.



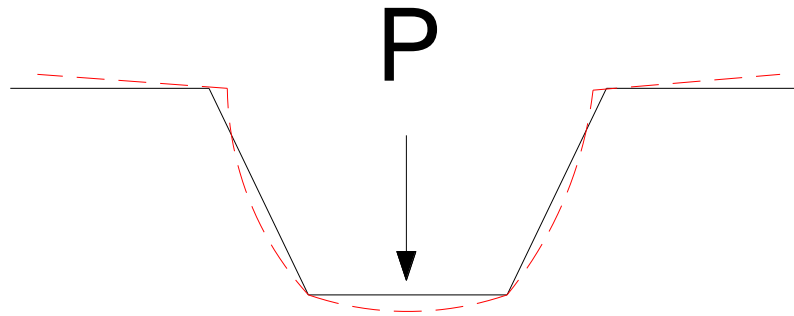
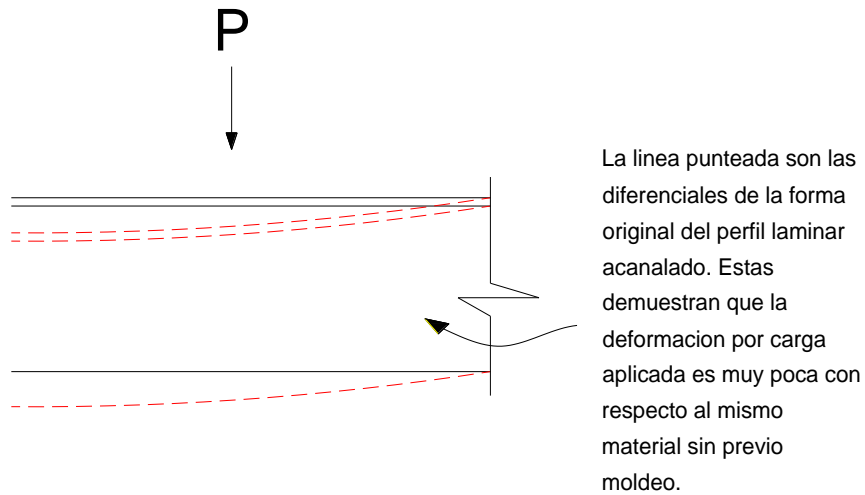


Figura 5.3 Figura que ilustra las líneas de deformación de un perfil laminar atiesado.

Fuente: Propia.

5.2.2.- Selección del perfil. (Criterios obtenidos por el fabricante)

Las secciones que presentan y que se observan son necesarias para darle rigidez a la estructura, pero sin duda, el calibre de la lámina figura entre uno de los elementos más importantes, ya que su densidad y peso propio ayudaran a que la estructura no presente deformaciones o sufra fallas por efectos de cargas por viento.

Como es conocido y de acuerdo con el Manual de Diseño de Construcción de Acero (ahmsa; 2010).

“El efecto del viento sobre las construcciones se refiere a la acción accidental que produce el aire en movimiento sobre los objetos que se le interpone, y consiste, de empujes y succiones.

Para establecer recomendaciones para el análisis por viento de estructuras es necesario contar con información relativa a las velocidades máximas y la frecuencia con que pueden presentarse.

Esta información se obtiene haciendo estudios de los registros de las velocidades proporcionados por anemómetros de presión y de rotación, que son los instrumentos utilizados actualmente para la medición de las velocidades del viento. Para estandarizar la información las velocidades suelen referirse a una altura de 10 m. Como los anemómetros pueden instalarse a diferentes alturas es necesario hacer ajustes de acuerdo con las leyes de variación del viento con la altura.

Las velocidades regionales del país y para edificaciones del grupo A, se indican en las siguientes figuras. Para la determinación de la velocidad básica, la velocidad de diseño, criterio de análisis y la determinación de las presiones de diseño por viento, se tomarán del Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC 2008).”

De acuerdo con el mapa de Zonificación Eólica de la República mexicana, esto para ubicar la zona en la cual se encuentra nuestra cubierta y la velocidad del viento a la que estará expuesta: ver figura 5.5.

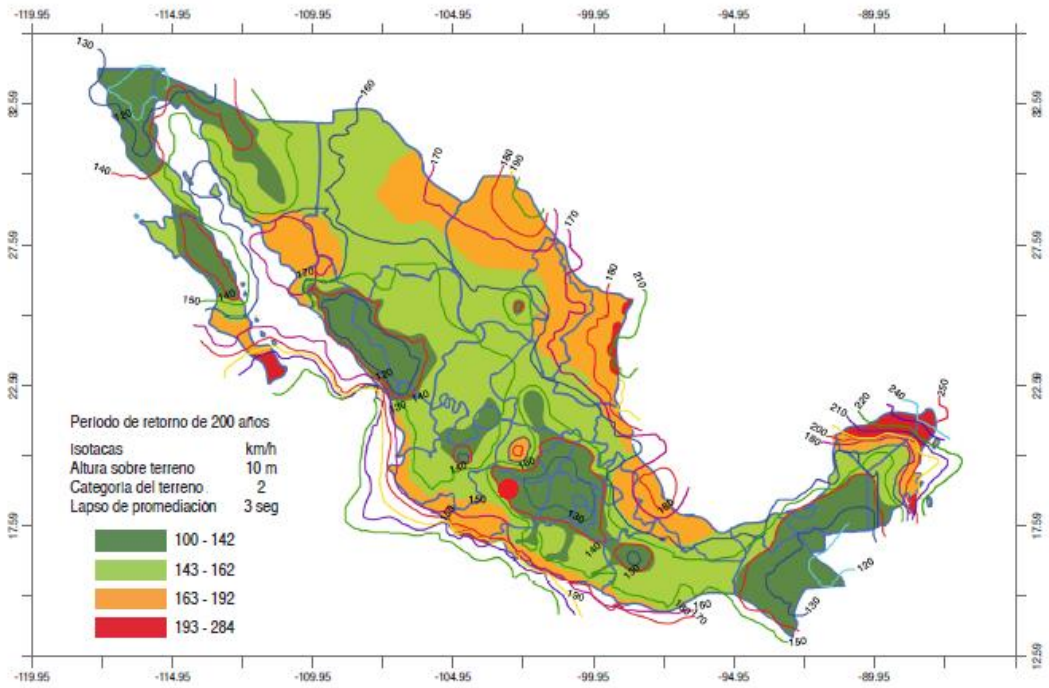


Figura. 5.5. Mapa de Zonificación Eólica de la República Mexicana.

Fuente: Memoria del seminario práctico de análisis de los efectos por viento y sismo. Morelia, Mich. 2010.

Zona eólica.	V_o (km/hr)
1	100
2	145
3	135
4	180
<u>5</u>	<u>120</u>
6	170
7	100

Tabla 5.2. Tabla de velocidad del viento correspondiente a cada zona eolica en la que se divide la Republica Mexicana.

Fuente: (Tavera y Moreno, 1990, p.131)

La ubicación ya mencionada de la obra en estudio se ubica en la zona 5 del mapa de zonificación eólica; dicha zona cuenta con vientos que alcanzan una velocidad de 80 km/hr, dada esta velocidad, los fabricantes usan como parámetro la tabla 5.3 para clasificar el calibre de la cubierta en base al porcentaje de flecha y el claro:

Flecha	20%					
Velocidad del viento (KPH)	80	90	<u>115</u>	125	150	160
Claro (mts)						
18	24	23	<u>22</u>	22	20	20
19	23	23	<u>22</u>	22	20	18
<u>20</u>	<u>23</u>	<u>23</u>	<u>22</u>	20	20	18
21	23	23	22	20	18	18
22	23	23	22	20	18	18
23	23	22	20	20	18	18
24	23	22	20	20	18	16
25	23	22	20	20	18	16

Tabla 5.3 Corresponde a la clasificación de calibres de acuerdo a la velocidad del viento.

Fuente: www.abccubiertas.com.mx/datos-tecnicos-de-abc-cubiertas/tabla-de-datos-importantes/ (2020)

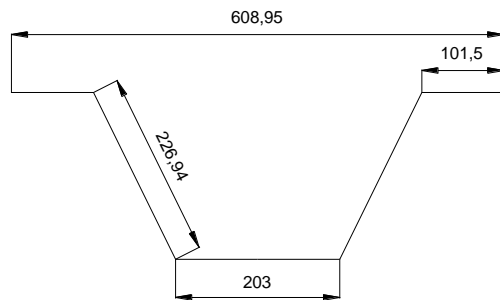
Como se puede observar en la tabla anterior, que de acuerdo con los datos que tenemos de nuestra cubierta; corresponde el calibre 22 como uso y aplicación de esta. Dicho calibre tiene las siguientes características:

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN.				
CALIBRE.	PESO POR METRO L. kg/m	INERCIA Ix Cm ³	Se Cm ³ SUPERIOR	Se Cm ³ INFERIOR
24	4.062	284.32	26.31	25.57
22	5.703	399.75	36.39	35.37
20	6.797	474.71	44.1	42.86

En la tabla se puede apreciar el peso por metro lineal de la lámina, y los valores de la sección. De acuerdo con el peso que ofrece la tabla, es el único valor necesario para continuar con este análisis, procedemos a estudiar el peso de la cubierta.

5.3.- Peso propio de la cubierta.

La cubierta se encuentra compuesta por lámina de acero GALVANIZADA plegada en secciones; las cuales poseen un perfil adecuado para cumplir con el objetivo de diseño.



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN.

Figura 5.6 Sección de lámina con sus dimensiones.

Fuente: Propia.

La cubierta de 20 más de frente y 80 más de fondo estará compuesta por 132 secciones de lámina, las cuales se encuentran colocadas de forma transversal con respecto al frente.

Para definir el análisis de cargas es necesario tomar en cuenta toda la sección de la cubierta. Esto; tomando en cuenta que es una sección curva y no plana, lo cual, posee mayor área.

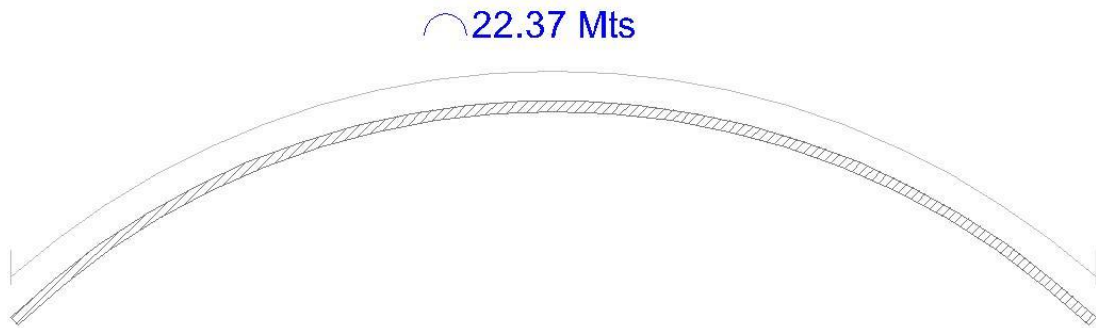


Figura 5.7. Longitud de la sección de arco techo.

Fuente: Propia.

Dado que la superficie es irregular, es decir; curva. La carga no será distribuida de la forma tradicional. Sino de la siguiente manera; descrita en el análisis de cargas.

5.3.1.- Análisis de cargas.

En el siguiente apartado se estudian las cargas propias a las que está sometida la cubierta de la nave industrial. Es de mencionar que la única capacidad de carga son las luminarias, las cuales se tomarán como carga distribuida.

Tomando en cuenta el diseño de la sección de la lámina, el cual se presentó en imágenes anteriores, obviamos que el peso se multiplicara por el perímetro de la

sección, es decir, que la sección compacta o atiesada que rigidiza la cubierta es reducida en tamaño, mas no en la amplitud de su sección; a continuación, la ilustración de la generación de las cargas:

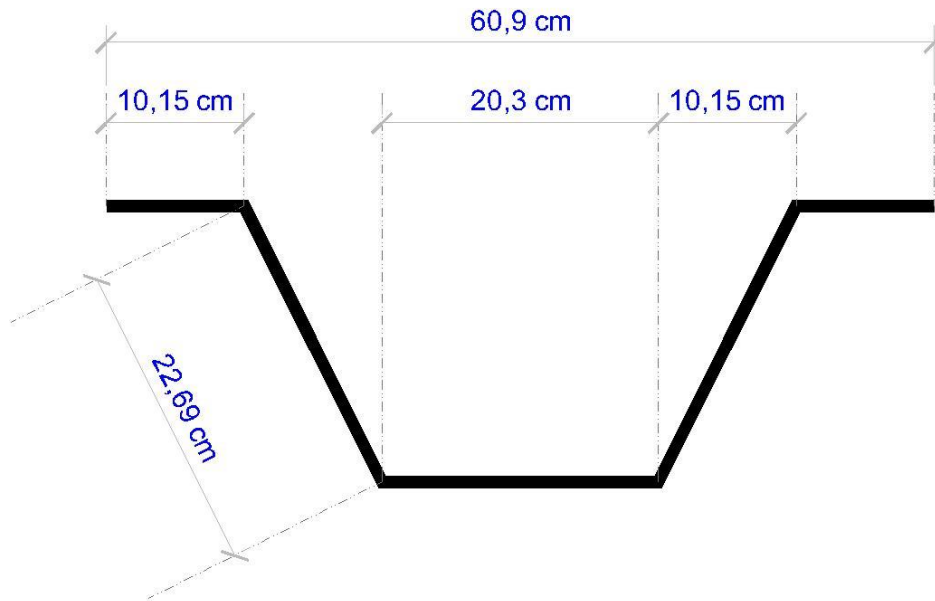


Figura 5.8. Sección de canal de lámina de arco techo.

Fuente: Propia.

$$\text{Longitud de la seccion} = 2 * (101.5) + 2 * (296.44) + 203 = 998 \text{ mm}$$

$$\text{Aprox.} = 1.00 \text{ mts}$$

Como se puede observar en la sección; la dimensión del largo de la sección es de 609 milímetros; y al observar la sección trapezoidal, comprendemos la discontinuidad de esta, de tal forma que son varias longitudes las que conforman la sección:

$$W_{\text{cubierta}} = \left([1.00 \text{ mts}] * \left[5.703 \frac{\text{kg}}{\text{ML}} \right] \right) * ([131.37] * [22.07 \text{ mts}]) = 16,534.92 \text{ kg}$$

El peso propio de la cubierta será de 16.53 toneladas y de 5.703 kg/m². Dicho peso será distribuido en el sistema estructural de la siguiente manera:

5.3.2 Sistema de áreas tributarias.

Las cargas serán repartidas por secciones a la estructura de la forma en que se explica en la figura 5.9. en la cual, las cargas se distribuyen por la estructura de manera uniforme para lograr un mejor desempeño en el trabajo de cada elemento.

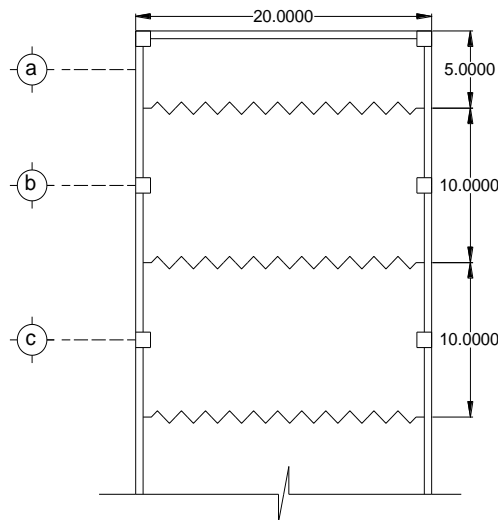


Figura 5.9. Idealización en planta de la distribución de áreas tributarias.

Fuente: Propia.

Dada la geometría curva de la cubierta; se explicará la ecuación para determinar las cargas que cada sección recibe.

Por el sistema de estructuración trabe-columna se aterrizarán las cargas de la siguiente manera:

Por actuar como una estructura isostática las cargas serán repartidas en dos de una forma simétrica.

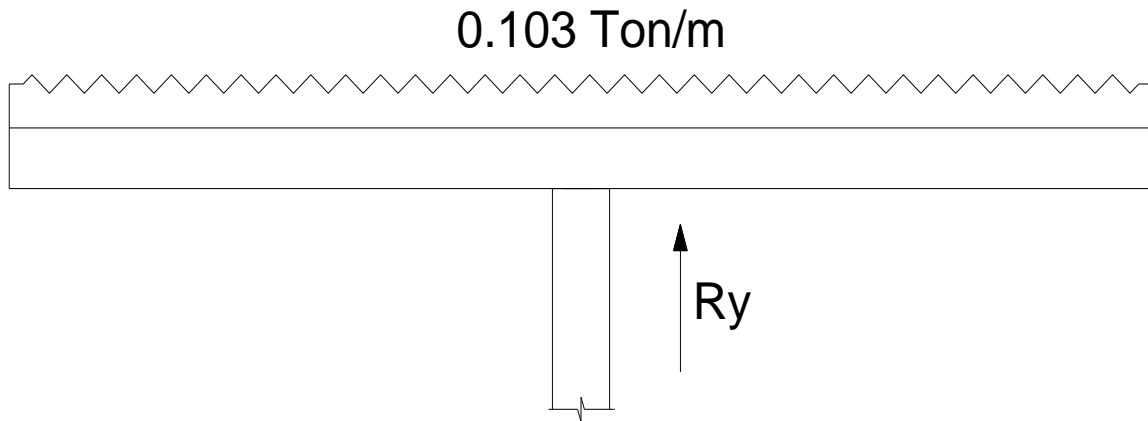


Figura 5.10. Reacción de los elementos a la distribución de las cargas.

Fuente: Propia.

$$W_{area} = \frac{[(16.42\text{mts}) * (22.07\text{ mts}/2) * (5.703\text{ kg/m}^2)]}{10\text{ mts}} = 103.335\text{ kg/m}$$

5.3.3 Transmisión de momentos a la estructura.

Como ya se ha mencionado, la labor de toda estructura es la de aterrizar las cargas a las cuales se encuentra sometida a la cimentación. En este caso, la estructura se verá sometida a las cargas de la cubierta. Dado que la cubierta no posee estructura, consta de una membrada de acero pre-esforzado, sus cargas no se transmitirán comúnmente axiales, sino generarán momento debido a su diseño.

El diseño de arco, que lógicamente no es convencional ni lineal el aterrizaje de sus cargas, dispone la transmisión de momentos y esfuerzos de una forma angular, es decir, no genera únicamente carga axial en la estructura que la monta, sino en conjunto

con el momento posee una sola carga, esto debido a su geometría semicircular. El diagrama 5.11 se aprecia la forma en la cual se aterrizan las cargas sobre la estructura.

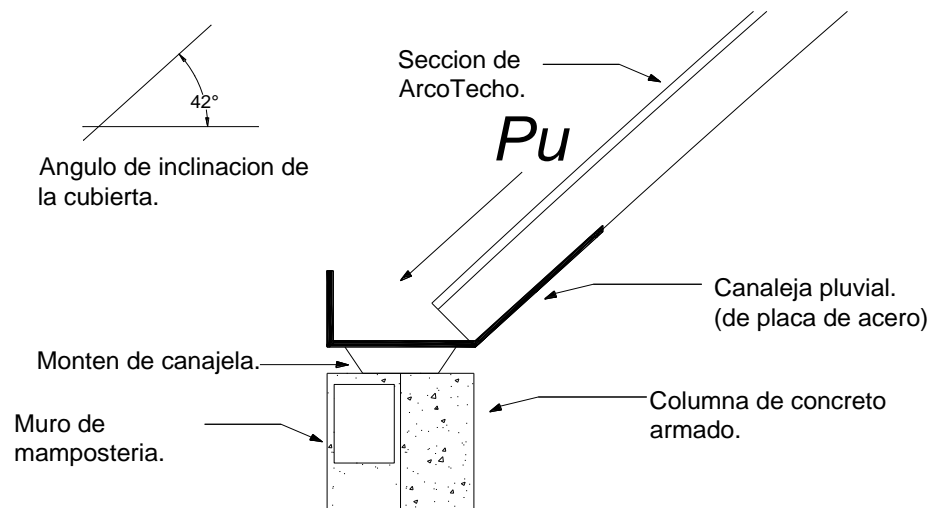


Figura: 5.11. Diagrama de aplicación de cargas en un sistema de arco.

Fuente: Propia.

En el presente diagrama, se aprecia el ángulo de inclinación de la cubierta, así como la forma en que las cargas están aterrizando sobre las columnas. Como se puede observar y después de especificar que la cubierta es previamente preesforzada, el sistema de ArcoTecho no recibirá carga, esto debido a su baja capacidad de carga, limitada a luminarias únicamente.

En el siguiente diagrama se ilustra la forma en la cual se plantea la deformación de la estructura, específicamente de las columnas, debido a la transmisión de la carga de la cubierta, la cual, aparte de generar esfuerzo cortante, generará Momento flexionante en las columnas.

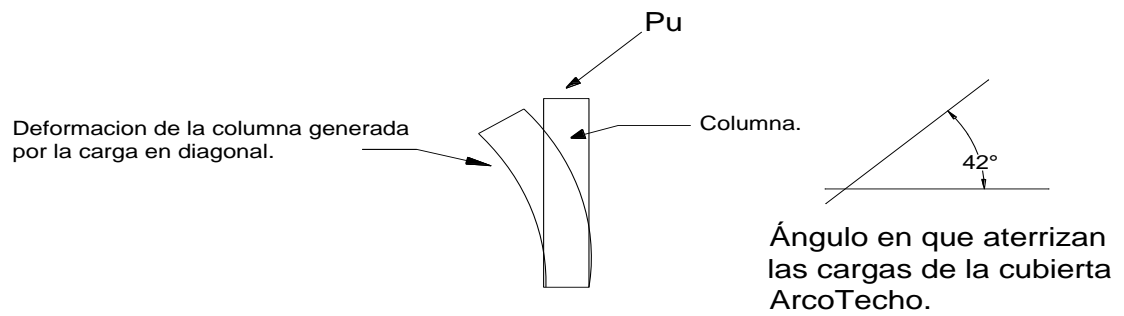


Figura 5.12. Diagrama de deformación de un elemento estructural que recibe carga angular y la debida descomposición vectorial de las fuerzas para la cuantificación de su magnitud.

Fuente: Propia.

La forma en la que se obtendrán los valores del esfuerzo cortante y el momento flexionante se ilustra en la figura 5.13.

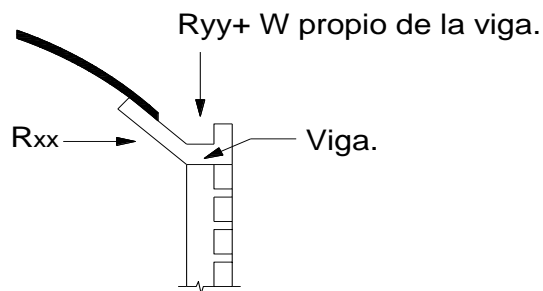


Figura 5.13. Componentes de la descomposición de fuerzas que integran el vector de carga angular a la que estará sometida la estructura.

Fuente: Propia.

En la figura 5.13 se expresa la forma en la cual se descompone el vector, el cual se compone por dos fuerzas.

Para calcular la reacción del esfuerzo cortante y el momento flexionante, aplicaremos una ecuación vectorial, con la cual obtendremos los valores de ambas expresiones:

$$R_y = R \text{ Seno } \theta$$

$$R_x = R \text{ Coseno } \theta$$

Aplicando los valores correspondientes a las variables:

$$R = \frac{W_{cubierta}}{2}$$

$$\theta = 43^{\circ} 35''$$

R = Es la descarga de las áreas tributarias sobre cada sección de la estructura.

θ = es la Inclinación o el ángulo que genera la superficie del arco con respecto a la horizontal. Aplicado a la fórmula y la carga de cada área tributaria; los resultados de las cargas en cada sección serán los mostrados en la tabla:

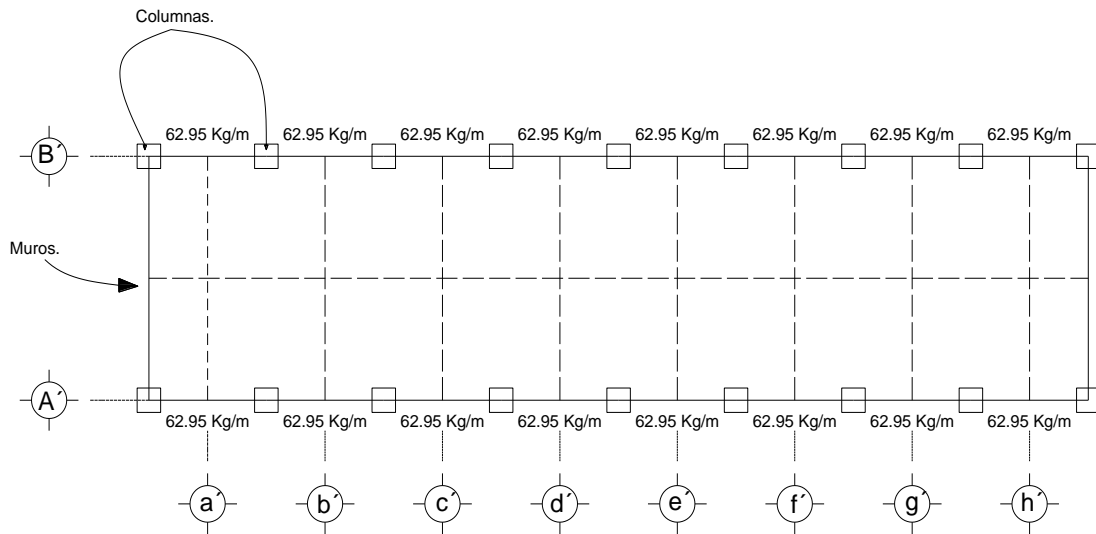


Figura 5.14. Croquis de la distribución de carga de las áreas tributarias en las traveses.

Fuente: Propia.

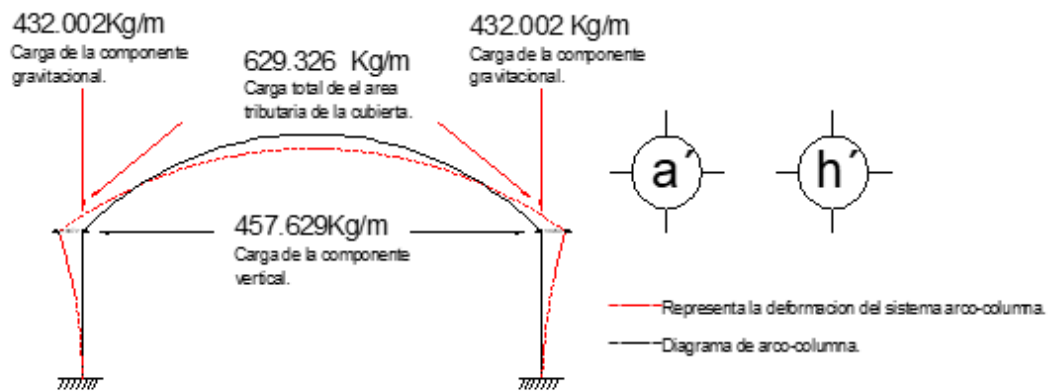


Figura 5.15 Deformación en las columnas de la acción del arco.

Fuente: Propia.

Diagrama que muestra la deformación de las columnas por la carga del sistema de arco-techo. Las cargas que se presentan son de la sección tributaria más favorable.

5.4.- Análisis estructural.

En el presente apartado se abordará el análisis de la estructura, y como se menciona en líneas arriba, no será necesario el diseño de la cubierta por causas de su origen, una estructura preesforzada, pero se integrara un análisis de viento para conocer las cargas que la cubierta ejerce sobre la estructura, dado que en este tipo de edificaciones es más importante la carga por viento que la carga por sismo, debido a que la altura de estas se encuentra siempre en contacto con los empujes por viento.

5.4.1- Análisis por viento.

La nave estará ubicada en la *ciudad de Uruapan, Michoacán*, fuera de la zona urbana, en promontorios, las dimensiones son las siguientes:

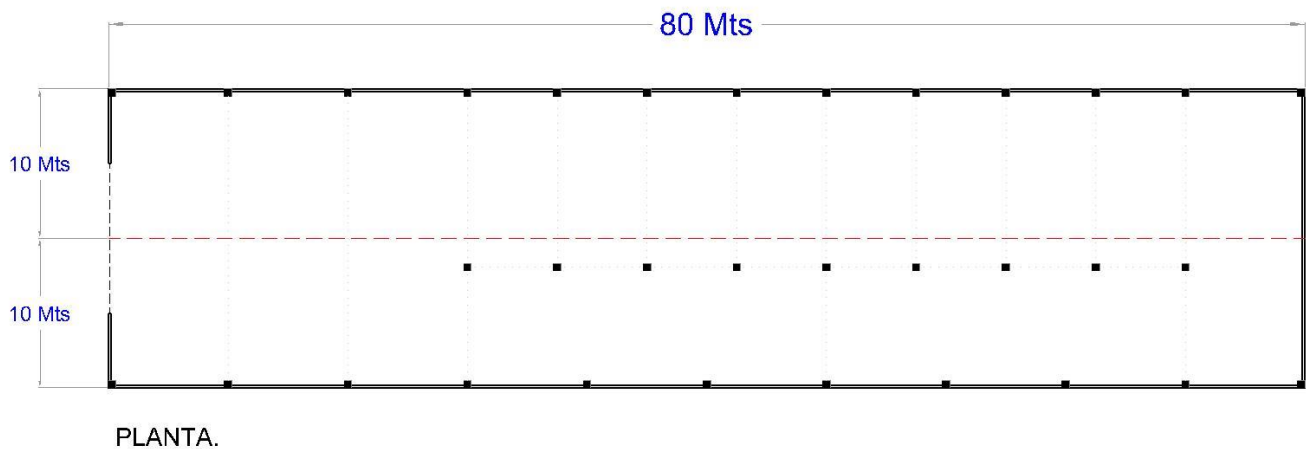
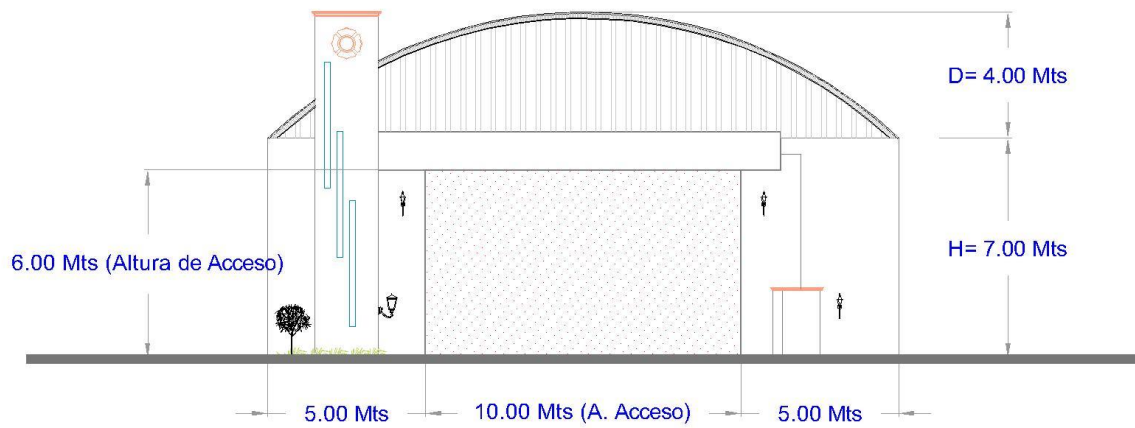


Figura 5.16. Planta arquitectónica y distribución de los elementos de carga.

Fuente: Propia.

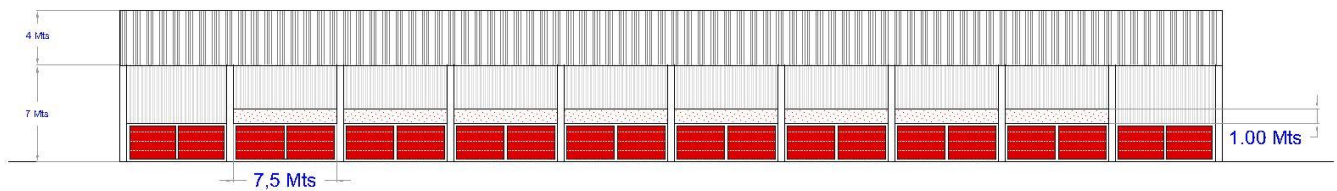


ALZADO TRANSVERSAL.

Figura 5.17. Fachada de proyecto.

Fuente: Propia.

Las paredes verticales tendrán todas las aberturas como se indican en los alzados arquitectónicos longitudinal y transversal.



ALZADO LONGITUDINAL.

Figura 5.18. Corte Longitudinal de la nave industrial.

Fuente: Propia.

5.4.2.- Velocidad de diseño.

El viento es una de las sollicitaciones más importantes en una estructura de este tipo, debido a su altura y gran superficie, la carga o ráfagas de este actúan sobre ella a la misma forma que una vela de barco, a excepción de que el empuje del viento en una estructura se convierte en trabajo, es por eso por lo que el análisis de la carga del viento es tan importante en una estructura como esta.

Datos como el tipo de estructura, la velocidad regional del viento en la zona de la edificación, la topografía de la zona y alrededores y la altura sobre el nivel del mar son factores necesarios para cuantificar coeficientes que indican la cantidad de carga que ejercen las ráfagas del viento sobre la edificación.

Atendiendo al Artículo 408 del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, se trata de una estructura tipo 1; por lo tanto, únicamente se consideran efectos debidos a empujes y succiones.

- Velocidad regional: para Uruapan, Mich:..... **$V_o = 80 \text{ km/hr}$**
- Factor de topografía: para terreno de promontorios: **$K_1 = 1.15$**
- Factor de recurrencia: para construcción TIPO B: **$K_2 = 1.00$**

5.4.3.- Empuje estático del viento.

Se evalúa atendiendo al Artículo 411 del Reglamento de Diseño del Estado de Michoacán:

Empujes estáticos de viento en estructuras TIPO 1.

La magnitud de las presiones estáticas se estimará mediante:

$$P = N * C * V^2$$

Donde:

$P = \text{Presiones Kg/m}^2$

$C = \text{Coeficiente de empuje.}$

$N = \text{Coeficiente de densidad del aire, que se deduce como: } 0.005\left(\frac{8+a}{8+2a}\right)$

$a = \text{Altura sobre el nivel del mar, en km.}$

$V = \text{Velocidad de diseño, en km/hr.}$

Por lo tanto:

$a = \text{A.S.N.M. para Uruapan, Michoacán: =1.6 km}$

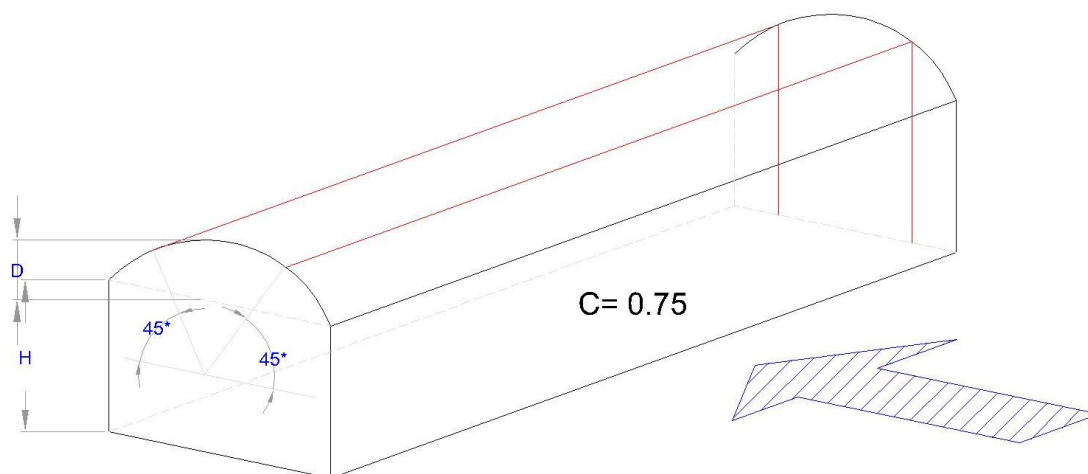
$N = \text{Coeficiente de densidad=..... 0.00429}$

$V = \text{Velocidad de diseño = 80 km/Hr}$

5.4.4.- Coeficientes de empuje y presiones.

Los coeficientes de empuje y presiones son una serie de valores previamente definidos por el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán y se obtuvieron en base a los distintos estudios de empuje de viento en varias zonas del país, estos a su vez se relacionan con valores tales como la superficie de empuje, los huecos en estas superficies y los empujes en cada sentido de la nave o edificación (normal o paralelo a las generatrices del edificio prismático). Los valores según el RCEM siempre son los mismos en la forma prismática de la nave, a excepción de las cubiertas, para estas, el RCEM ofrece un método distinto para promediar los coeficientes de presión de acuerdo con su ángulo y forma. Estos coeficientes, son los que maximizan o minimizan la acción del viento sobre la superficie de la estructura en cuestión en combinación con valores antes mencionados.

Viento actuando NORMAL a las generatrices.



VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES.

De acuerdo con el Art. 413, títulos 4 y 2, del Reglamento de Construcciones del Estado de Mchoacán, los coeficientes de empuje son:

Para los muros:

$$C1= 0.75 \quad C2= -1.75 \quad C3= -1.00 \quad C4= -0.40 \quad Y \quad C5= -0.68$$

Para la cubierta (por tratarse de una cubierta de tipo arco):

Zona de barlovento:

$$C6 = -0.70$$

Zona central:

$$C7 = -0.9$$

Zona de sotavento:

$$C8 = -0.55$$

Presiones interiores:

Se calculan los porcentajes en las paredes.

Muros longitudinales:

$$n = \left(\frac{7 * (1 * 7.5)}{7 * 80} \right) * 100 = 9.37\% < 30\%$$

Muros transversales:

$$n = \left(\frac{10 * 5.5}{((7 * 20) + 55.00)} \right) * 100 = 28.20\% < 30\%$$

El porcentaje de aberturas es menor al 30% que establece el reglamento en el artículo 413-9 que indica que los coeficientes de presión interior se determinen con las extensiones siguientes:

$$C = 0.80 \frac{n}{30} + 0.30 \left(1 - \frac{n}{30} \right)$$

Si las aberturas se encuentran del lado de sotavento, o en un costado.

$$C = -0.60 \frac{n}{30} + 0.30 \left(1 - \frac{n}{30} \right)$$

Para el viento actuando perpendicular a las generatrices, se encuentran aberturas en las paredes de barlovento, sotavento y costados. Por lo que se calculan los valores C para las paredes de barlovento, sotavento y laterales, sumándolas enseguida.

Barlovento:

$$C = 0.80 * \frac{9.37}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{9.37}{30}\right) = \frac{(+0.456}{(-)0.044}$$

Sotavento:

$$C = -0.60 * \frac{9.37}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{9.37}{30}\right) = \frac{(+0.019}{(-) - 0.393}$$

Laterales:

$$C = -0.60 * \frac{28.20}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{28.20}{30}\right) = \frac{(+)-0.546}{(-) - 0.582}$$

Sumas:

$$0.044 + (-0.393) + (-0.582) = -0.931$$

$$0.456 + 0.019 + (-0.546) = -0.071$$

El efecto de presiones exteriores e interiores se sumarán para obtener los coeficientes de empuje correspondientes, haciendo uso del valor C_i que proporciones un valor más desfavorable.

$$C_1 = 0.75 + (-0.582) = 0.168$$

$$C_5 = -0.68 + (-0.931) = -1.611$$

$$C_2 = -1.75 + (-0.931) = -2.681$$

$$C_6 = -0.70 + (-0.931) = -1.631$$

$$C_3 = -1.00 + (-0.931) = -1.931$$

$$C_7 = -0.90 + (-0.931) = -1.831$$

$$C_4 = -0.40 + (-0.931) = -1.331$$

$$C_8 = -0.55 + (-0.931) = -1.481$$

Presiones:

$$P = N * C * V^2 = 27.456 C$$

$$P_1 = 27.456 * (+0.168) = 4.612 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$P_5 = 27.456 * (-1.611) = -44.231 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 27.456 * (-2.681) = -73.609 \text{ “}$$

$$P_6 = 27.456 * (-1.631) = -44.780 \text{ “}$$

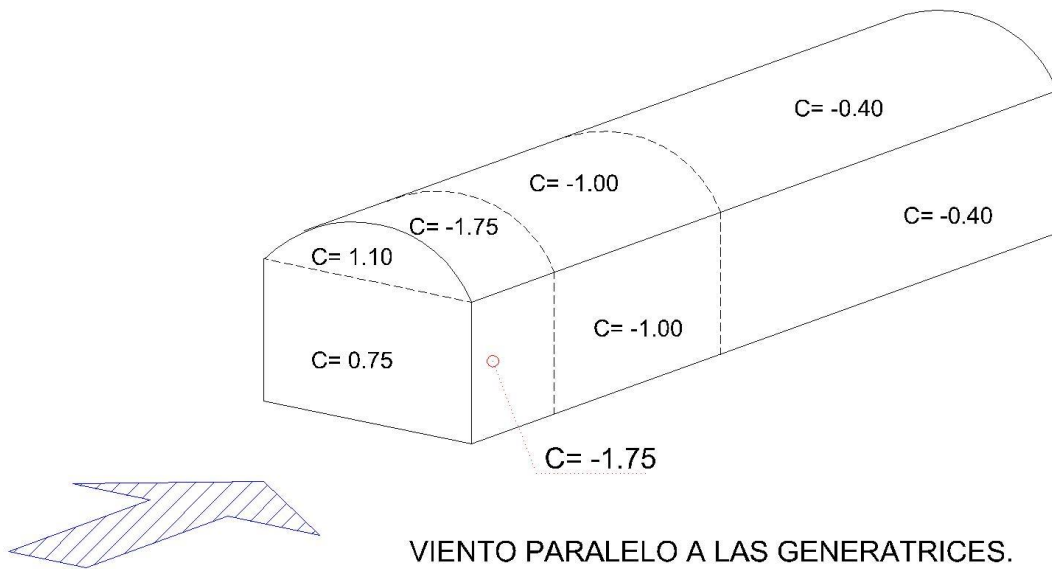
$$P_3 = 27.456 * (-1.931) = -53.017 \text{ “}$$

$$P_7 = 27.456 * (-1.831) = -50.271 \text{ “}$$

$$P_4 = 27.456 * (-1.331) = -36.543 \text{ “}$$

$$P_8 = 27.456 * (-1.481) = -40.662 \text{ “}$$

Viento actuando paralelamente a las generatrices.



De acuerdo con el Art. 413, título 2. Los coeficientes son:

$$C_9 = 0.75 \quad C_{10} = 1.10 \quad C_{11} = -1.75 \quad C_{12} = -1.00 \quad C_{13} = -0.40 \quad \text{y} \quad C_{14} = -0.68$$

Para presiones interiores:

Barlovento:

$$C = 0.80 \left(\frac{28.20}{30} \right) \pm 0.30 \left(1 - \frac{28.20}{30} \right) = \frac{(+)-0.638}{(-)-0.602}$$

Sotavento:

$$C = -0.60 \left(\frac{28.20}{30} \right) \pm 0.30 \left(1 - \frac{28.20}{30} \right) = \frac{(+)-0.546}{(-)-0.582}$$

Laterales:

$$C = -0.60 \left(\frac{9.37}{30} \right) \pm 0.3 \left(1 - \frac{9.37}{30} \right) = \frac{(+)\ 0.019}{(-)\ -0.393}$$

Sumas:

$$C = -0.602 + (-0.582) + (-0.393) = -1.577$$

$$C = 0.638 + (-0.546) + 0.019 = +0.111$$

Coefficientes de empuje:

$$C9 = 0.75 + 0.111 = 0.861$$

$$C10 = 1.10 - 1.577 = -0.467$$

$$C11 = -1.75 - 1.577 = -3.327$$

$$C12 = -1.00 - 1.577 = -2.577$$

$$C13 = -0.40 - 1.577 = -1.977$$

$$C14 = -0.68 - 1.577 = -2.257$$

Presiones:

$$P9 = 27.456 (0.861) = 23.639 \text{ kg/cm}^2$$

$$P10 = 27.456 (-0.467) = -61.968 \text{ kg/cm}^2$$

$$P11 = 27.456 (-3.327) = -91.346 \text{ kg/cm}^2$$

$$P12 = 27.456 (-2.577) = -70.754 \text{ kg/cm}^2$$

$$P13 = 27.456 (-1.977) = -54.280 \text{ kg/cm}^2$$

$$P14 = 27.456 (-2.257) = -61.968 \text{ kg/cm}^2$$

5.5. Diseño de placas resistentes a momento flexionante.

De acuerdo con Tavera y Moreno (1990) debido a que las fuerzas que aterrizan sobre las columnas no son únicamente de carga axial, sino que probablemente generen un momento, se propone como solución el diseño de placas sometidas a momento flexionante, la diferencia entre estas y las placas convencionales sometidas únicamente a carga axial, es que estas están transfiriendo un brazo de momento a la columna.

En el diseño de las placas de base para columnas cargadas con esfuerzo normal o carga axial, el esfuerzo, se distribuye a la manera de una zapata de cimentación, transmite a manera de embolo la carga puntual de la columna sobre la base de concreto que la sostiene; años atrás, se pensaba que las anclas eran única y exclusivamente para mantener la pieza de columna y placa en su lugar, pero recientes estudios demuestran que, cuando una carga se desvía de su eje y se desplaza a cualquiera de los ejes en el sentido planimétrico del perfil de la columna desplaza consigo el esfuerzo a la base, lo que provoca un fenómeno de palanca que, de no considerarse podría causar una deformación unitaria en la placa base.

Como fue mencionado en el subtema anterior, las fuerzas horizontales no existen, siempre se encuentra en movimiento la estructura sometida al uso, por lo que los estudios actuales revelan que las cargas estáticas lineales que anteriores años regían y caracterizaban los cálculos de cualquier estructura, ahora se ven desmentidos por el análisis de los elementos finitos que estudian y cubren la parte que continuamente se descuida en las estructuras, el permanente ciclo de carga-descarga

que no notamos, pero que permanece a la injerencia de las cargas climáticas, cargas de viento, cargas de temperatura, cargas sísmicas, cargas accidentales, las cuales deben ser consideradas con suprema importancia debido a que garantizan una precisión en el material necesario para la edificación.

Según Tavera y Moreno (1990) aun en caso de que las columnas que se aplican sobre las placas base tengan un momento flexionante, la placa posee la capacidad de resistir menos de su 50% de su excentricidad en el lado que esta se presente y es perfectamente capaz de soportarla sin la necesidad de las anclas suponiendo que las dimensiones del esfuerzo y el continuo aplastamiento se dé la forma siguiente:

$f_p = \text{esfuerzo de aplastamiento.}$

$$f_p = \frac{P}{A} + \frac{6M}{BD^2}$$

De esta ecuación se puede apreciar que si la excentricidad es el resultado de la longitud D dividida 6 veces los valores de las presiones en los bordes de la placa serán esquinantes a cero.

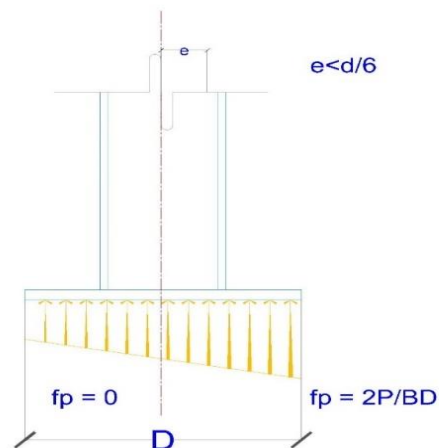


Figura 5.19 Diagrama de esfuerzos en la placa de base.

Fuente: Propia.

Para excentricidades mayores que $D/6$ la línea de presiones con valor CERO se localiza entre los bordes de la placa y el valor máximo, es mayor que $2P/BD$.

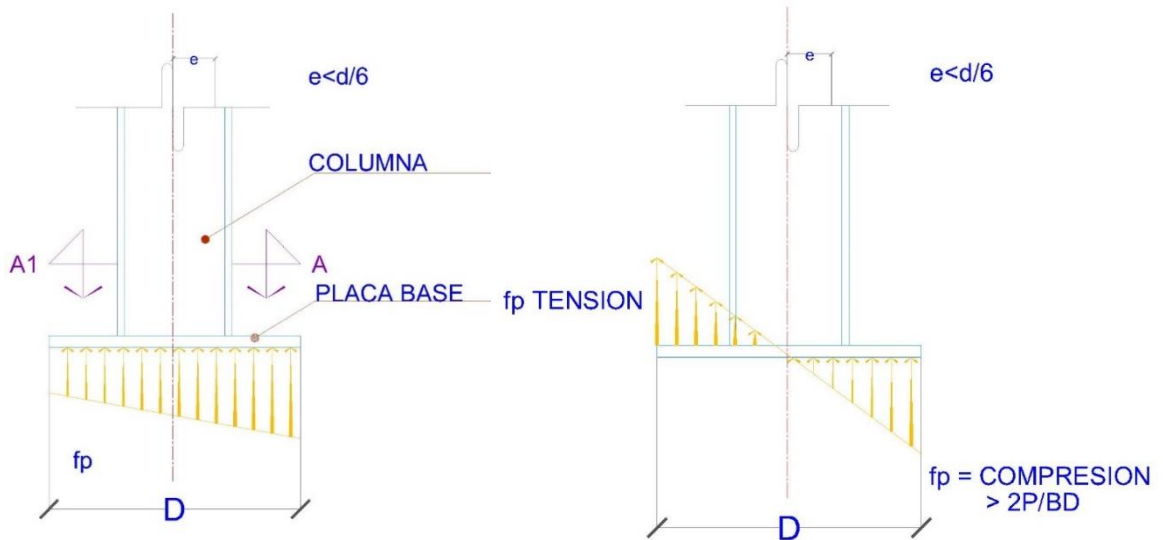


Figura 5.19 Diagrama de distribución de esfuerzos en la placa base.

Fuente: Tavera y Moreno, 1990. p.281.

Si la excentricidad es $D/2$, la presión de aplastamiento se encontrará en el extremo de la placa

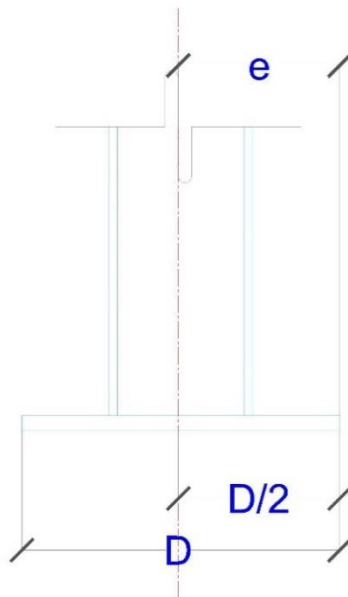


Figura 5.20 Dimensiones.

Fuente: Tavera y Moreno, 1990. p.282

Dicha condición no existe ya que la fuerza de reacción siempre tiene que estar distribuida sobre el área de la placa, aun así, esta posibilidad plantea un límite para la excentricidad de carga que puede existir sin el uso de anclas.

Esto es, si la excentricidad es igual a $e = M/P > D/2$, es evidente que el equilibrio requiere de un sistema de fuerzas, en el cual la tensión en el ancla y $P+T$, es la presión de aplastamiento resultante entre la placa y el dado. Los valores de aplastamiento se pueden usar para el diseño del espesor de la placa.

5.5.1. Teoría y metodología del diseño de placas.

En el presente método de diseño de placas a momento, se suponen las dimensiones de la placa, en el caso del presente documento, proponemos la placa de las dimensiones totales de la columna (50cm x 30 cm) por motivos prácticos de construcción y porque los perfiles de canales para sistema de arco techo poseen una medida estándar y requerimos aun, espacio para atornillar las anclas. Si la excentricidad es mayor que $D/2$, la placa debe revisarse, en dicho caso, la placa será diseñada con un sistema de anclajes que trabajen a presión, dicha revisión se lleva a cabo con la suma de la presión y la tensión ($P + T$) distribuida en forma triangular.

Cuando la excentricidad es menor que $D/2$, deberá calcularse primero, la presión de aplastamiento resultante de acuerdo con las presiones aplicables (P y M). Cuando los valores exceden los factores permisibles que establece la norma ($F_p = 0.25f'_c$ ó $F_p = 0.375f'_c$), se revisa la placa para corroborar que la distribución de esfuerzos sea la correcta en caso de que la excentricidad sea mayor de $D/2$.

El análisis en caso de que las fuerzas de momento sean tales que excedan las dimensiones de la placa base, se suponen que el acero y el concreto son linealmente elásticos y que la placa es rígida, de esta forma y con dicha suposición podemos obtener una expresión que reaccione algebraicamente la tensión del ancla y la presión resultante de ambas combinaciones. Aun así, es más práctico y atento a la realidad que la tensión permisible del ancla y la presión de aplastamiento admisible en la base del concreto sean valores independientes el uno del otro, lo que facilita el cálculo individual de cada magnitud y concuerda con las condiciones existentes para la carga última.

5.5.2 Diseño de las placas y anclajes.

La siguiente figura corresponde a las reacciones de cada apoyo y son obtenidas por el análisis que se realizó para la cubierta por medio del programa SAP2000 V.22. en la presente podemos apreciar el valor correspondiente a cada sentido de los 3 ejes dimensionales.

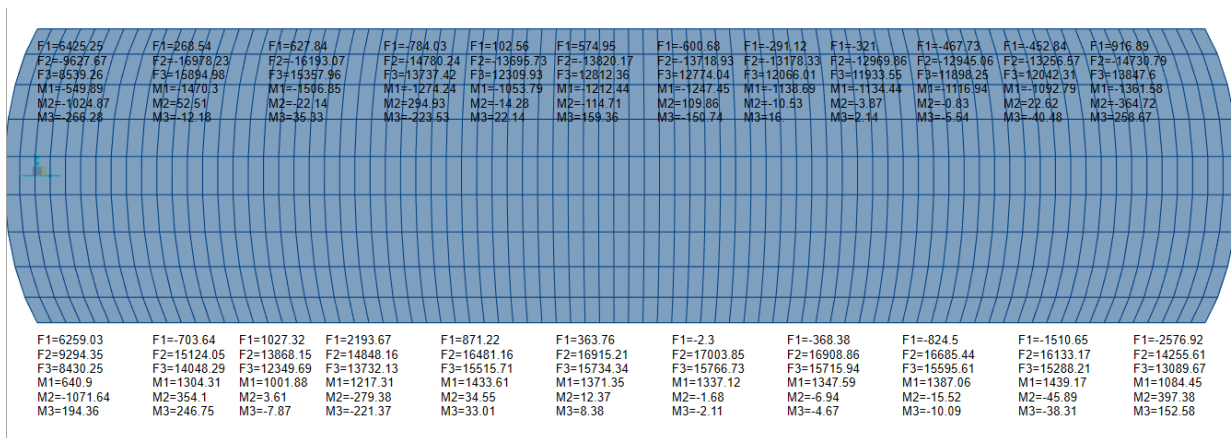


Figura 5.21. Reacciones en las placas ejercidas por la cubierta de arco techo.

Fuente: Propia, SAP2000 V22

Tablas de resultados correspondientes a cada apoyo sobre las columnas, las presentes tablas fueron exportadas desde el programa mencionado y son las condiciones de diseño más desfavorables de acuerdo a las combinaciones de carga que establece la gaceta oficial del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México en su versión modificada el año 2017.

VALORES OBTENIDOS POR MEDIO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

NODO: A-1				
F ₁ :	6,425.25	kg	63.01	kN
F ₂ :	-9,627.67	kg	-94.41	kN
F ₃ :	8,539.26	kg	83.74	kN
M ₁ :	-549.89	kg-mts	-5.39	kNm
M ₂ :	-1,024.87	kg-mts	-10.05	kNm
M ₃ :	-266.28	kg-mts	-2.61	kNm

NODO: B-1				
F ₁ :	6,259.03	kg	61.38	kN
F ₂ :	9,294.35	kg	91.15	kN
F ₃ :	8,430.25	kg	82.67	kN
M ₁ :	640.90	kg-mts	6.29	kNm
M ₂ :	-1,071.64	kg-mts	-10.51	kNm
M ₃ :	194.36	kg-mts	1.91	kNm

NODO: A-2				
F ₁ :	268.54	kg	2.63	kN
F ₂ :	-16,978.23	kg	-166.50	kN
F ₃ :	15,894.98	kg	155.88	kN
M ₁ :	-1,470.30	kg-mts	-14.42	kNm
M ₂ :	52.51	kg-mts	0.51	kNm
M ₃ :	-12.18	kg-mts	-0.12	kNm

NODO: B-2				
F ₁ :	-703.64	kg	-6.90	kN
F ₂ :	15,124.05	kg	148.32	kN
F ₃ :	14,048.29	kg	137.77	kN
M ₁ :	1,304.31	kg-mts	12.79	kNm
M ₂ :	354.10	kg-mts	3.47	kNm
M ₃ :	246.75	kg-mts	2.42	kNm

NODO: A-3				
F ₁ :	627.84	kg	6.16	kN
F ₂ :	-16,193.07	kg	-158.80	kN
F ₃ :	15,357.96	kg	150.61	kN
M ₁ :	-1,506.85	kg-mts	-14.78	kNm
M ₂ :	-22.14	kg-mts	-0.22	kNm
M ₃ :	35.33	kg-mts	0.35	kNm

NODO: B-3				
F ₁ :	1,027.32	kg	10.07	kN
F ₂ :	13,868.15	kg	136.00	kN
F ₃ :	12,349.69	kg	121.11	kN
M ₁ :	1,001.88	kg-mts	9.83	kNm
M ₂ :	3.61	kg-mts	0.04	kNm
M ₃ :	-7.87	kg-mts	-0.08	kNm

NODO: A-4				
F ₁ :	-784.03	kg	-7.69	kN
F ₂ :	-14,780.24	kg	-144.94	kN
F ₃ :	13,737.42	kg	134.72	kN
M ₁ :	-1,274.24	kg-mts	-12.50	kNm
M ₂ :	294.95	kg-mts	2.89	kNm
M ₃ :	-223.53	kg-mts	-2.19	kNm

NODO: B-4				
F ₁ :	2,193.67	kg	21.51	kN
F ₂ :	14,848.16	kg	145.61	kN
F ₃ :	13,732.13	kg	134.67	kN
M ₁ :	1,217.31	kg-mts	11.94	kNm
M ₂ :	-279.38	kg-mts	-2.74	kNm
M ₃ :	-221.37	kg-mts	-2.17	kNm

NODO: A-5				
F ₁ :	102.56	kg	1.01	kN
F ₂ :	-13,695.73	kg	-134.31	kN
F ₃ :	12,309.93	kg	120.72	kN
M ₁ :	-1,053.79	kg-mts	-10.33	kNm
M ₂ :	-14.28	kg-mts	-0.14	kNm
M ₃ :	22.14	kg-mts	0.22	kNm

NODO: B-5				
F ₁ :	871.22	kg	8.54	kN
F ₂ :	16,481.16	kg	161.62	kN
F ₃ :	15,515.71	kg	152.16	kN
M ₁ :	1,433.61	kg-mts	14.06	kNm
M ₂ :	34.55	kg-mts	0.34	kNm
M ₃ :	33.01	kg-mts	0.32	kNm

NODO: A-6				
F ₁ :	574.95	kg	5.64	kN
F ₂ :	-13,820.17	kg	-135.53	kN
F ₃ :	12,812.36	kg	125.65	kN
M ₁ :	-1,212.44	kg-mts	-11.89	kNm
M ₂ :	-144.71	kg-mts	-1.42	kNm
M ₃ :	159.36	kg-mts	1.56	kNm

NODO: B-6				
F ₁ :	363.76	kg	3.57	kN
F ₂ :	16,915.21	kg	165.88	kN
F ₃ :	15,734.34	kg	154.30	kN
M ₁ :	1,371.35	kg-mts	13.45	kNm
M ₂ :	12.37	kg-mts	0.12	kNm
M ₃ :	8.38	kg-mts	0.08	kNm

NODO: A-7				
F ₁ :	-600.68	kg	-5.89	kN
F ₂ :	-13,718.93	kg	-134.54	kN
F ₃ :	12,774.04	kg	125.27	kN
M ₁ :	-1,247.45	kg-mts	-12.23	kNm
M ₂ :	109.86	kg-mts	1.08	kNm
M ₃ :	-150.74	kg-mts	-1.48	kNm

NODO: B-7				
F ₁ :	-2.30	kg	-0.02	kN
F ₂ :	17,003.85	kg	166.75	kN
F ₃ :	15,766.73	kg	154.62	kN
M ₁ :	1,337.12	kg-mts	13.11	kNm
M ₂ :	-1.63	kg-mts	-0.02	kNm
M ₃ :	-2.11	kg-mts	-0.02	kNm

NODO: A-9				
F ₁ :	-321.00	kg	-3.15	kN
F ₂ :	-12,969.86	kg	-127.19	kN
F ₃ :	11,933.55	kg	117.03	kN
M ₁ :	-11,134.44	kg-mts	-109.19	kNm
M ₂ :	-3.87	kg-mts	-0.04	kNm
M ₃ :	2.14	kg-mts	0.02	kNm

NODO: B-9				
F ₁ :	-824.50	kg	-8.09	kN
F ₂ :	16,685.44	kg	163.63	kN
F ₃ :	15,595.61	kg	152.94	kN
M ₁ :	1,387.06	kg-mts	13.60	kNm
M ₂ :	-15.52	kg-mts	-0.15	kNm
M ₃ :	-10.09	kg-mts	-0.10	kNm

NODO: A-10				
F ₁ :	-467.73	kg	-4.59	kN
F ₂ :	-12,945.06	kg	-126.95	kN
F ₃ :	11,898.25	kg	116.68	kN
M ₁ :	-116.94	kg-mts	-1.15	kNm
M ₂ :	-0.83	kg-mts	-0.01	kNm
M ₃ :	-5.54	kg-mts	-0.05	kNm

NODO: B-10				
F ₁ :	-1,510.65	kg	-14.814	kN
F ₂ :	16,133.17	kg	158.21	kN
F ₃ :	15,288.21	kg	149.93	kN
M ₁ :	1,439.17	kg-mts	14.113	kNm
M ₂ :	-45.89	kg-mts	-0.45	kNm
M ₃ :	-38.31	kg-mts	-0.3757	kNm

NODO: A-11				
F ₁ :	-452.84	kg	-4.44	kN
F ₂ :	-13,256.57	kg	-130.00	kN
F ₃ :	12,042.31	kg	118.09	kN
M ₁ :	-1,092.79	kg-mts	-10.72	kNm
M ₂ :	22.62	kg-mts	0.22	kNm
M ₃ :	-40.48	kg-mts	-0.40	kNm

NODO: B-11				
F ₁ :	-2,576.92	kg	-25.27	kN
F ₂ :	14,255.61	kg	139.80	kN
F ₃ :	13,084.67	kg	128.32	kN
M ₁ :	1,084.45	kg-mts	10.63	kNm
M ₂ :	397.38	kg-mts	3.90	kNm
M ₃ :	152.58	kg-mts	1.50	kNm

NODO: A-12				
F ₁ :	916.89	kg	8.99	kN
F ₂ :	-14,730.79	kg	-144.46	kN
F ₃ :	13,847.60	kg	135.80	kN
M ₁ :	-1,361.58	kg-mts	-13.35	kNm
M ₂ :	-364.72	kg-mts	-3.58	kNm
M ₃ :	258.67	kg-mts	2.54	kNm

NODO: B-12				
F ₁ :	-2,576.92	kg	-25.27	kN
F ₂ :	14,255.61	kg	139.80	kN
F ₃ :	13,084.67	kg	128.32	kN
M ₁ :	1,084.45	kg-mts	10.63	kNm
M ₂ :	397.38	kg-mts	3.90	kNm
M ₃ :	152.58	kg-mts	1.50	kNm

5.5.3 Diseño del Nodo A-1.

Se procede a diseñar la placa base para recibir la carga distribuida sobre una canaleja de placa metálica designada y previamente diseñada por el proveedor, la cual recibe carga distribuida y la convierte en carga puntual sobre la columna, dicha carga se aplicara sobre la base en cuestión la cual, pretende soportar la carga axial y el momento flexionante que se presenta a continuación a manera de tabla:

COMBINACION MAS DESFAVORABLE				
F ₁ :	6,425.25	kg	63.01	kN
F ₂ :	-16,978.23	kg	-166.50	kN
F ₃ :	15,766.73	kg	154.62	kN
M ₁ :	1,439.17	kg-mts	14.11	kNm
M ₂ :	-1,071.64	kg-mts	-10.51	kNm
M ₃ :	-266.28	kg-mts	-2.61	kNm

Dicha placa obrará sobre la superficie superior de una columna de concreto de secciones: 50 cm por 30 cm con un f'c: 250 kg/cm².

1. Verificando la excentricidad de la carga.

$$e = M/P = 1.43 \text{ t} - \text{m} / 15.76 \text{ tom} = 0.09 \text{ mts}$$

$$e = 0.09 < D/2 = 0.25 \text{ mts}$$

aparentemente no se requieren anclas debido a que el esfuerzo del momento es muy corto.

2. Verificando los esfuerzos de aplastamiento:

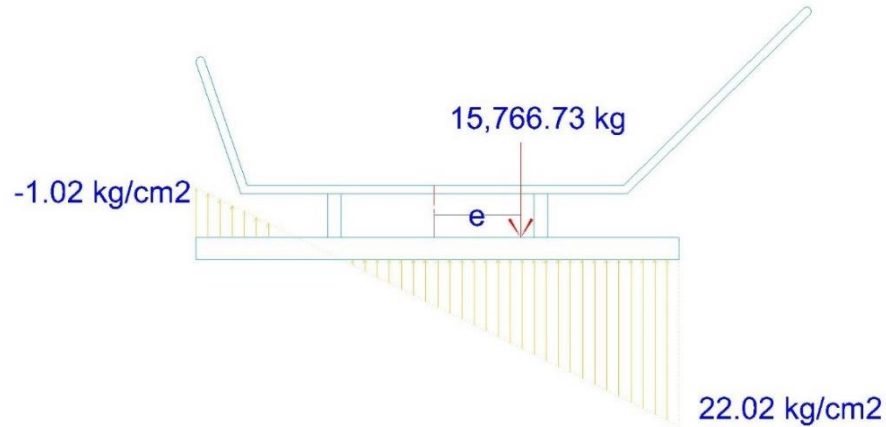
$$fp = P/A + 6M/BD^2 = 1,760 \text{ kg} / 50 \times 40 \text{ cm} \pm 6 \times 143,000 / 30 \times 50^2$$

$$f_p = 10.50 \pm 11.52$$

$$f_p = +22.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p = -1.02 \text{ kg/cm}^2$$

Diagrama de esfuerzos:



3. Esfuerzo permisible en el concreto:

$$F_p = 0.25 f'c$$

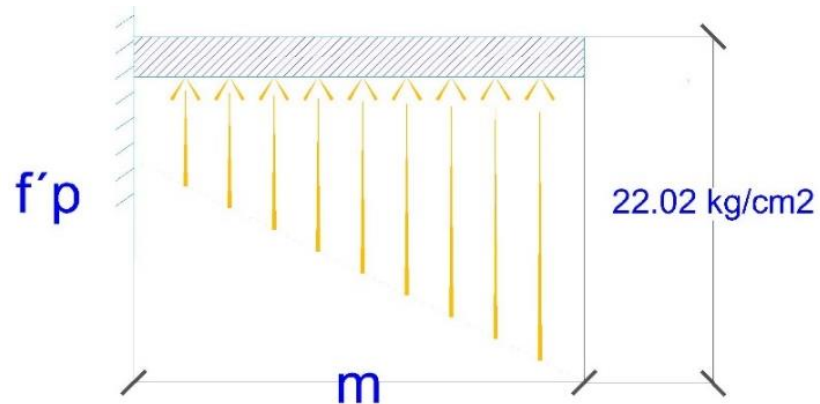
La presente expresión se debe a que la placa cubrirá el 100% de la superficie del concreto.

$$F_p = 0.25 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 62.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p : 62.50 > 22.02 : f_p$$

*aparentemente para acciones de momento
no sera necesario el calculo de anclas que
estén sujetas a tensión.*

4. Diseño del espesor de la placa.



$$m : \frac{D - 0.95d}{2} : \frac{50 - (0.95 \times 35.00)}{2}$$

$$m : 8.375 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{f'p}{50 \text{ cm} - 8.375 \text{ cm}} = \frac{23.04}{50} ; f'p : \frac{(50 - 8.375) \times 23.04}{50}$$

$$f'p : 19.180 - 1.02 = 18.160$$

$$f'p : 18.160 \text{ kg/cm}^2$$

$$A1 = \frac{(18.160) \times 8.375}{2} = 76.045$$

$$A2 = \frac{(22.02) \times 8.375}{2} = 92.208$$

$$M : \left(\frac{18.16 + 8.375}{2} \right) x \left(\frac{8.375}{3} \right) + \left(\frac{22.02 x 8.375}{2} \right) x \left(\frac{2 x (8.375)}{3} \right)$$

$$M : \left(\frac{18.160 x 8.375}{2} x \frac{8.375}{3} \right) + \left(\frac{22.02 x 8.375}{2} x \frac{2 x 8.375}{3} \right)$$

$$M : 727.436 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$g = \sqrt{\frac{6 x 727.436}{0.75 x 2530}}$$

$$g = 1.51 \text{ cms de espesor.}$$

$$g = 5/8" \text{ de espesor.}$$

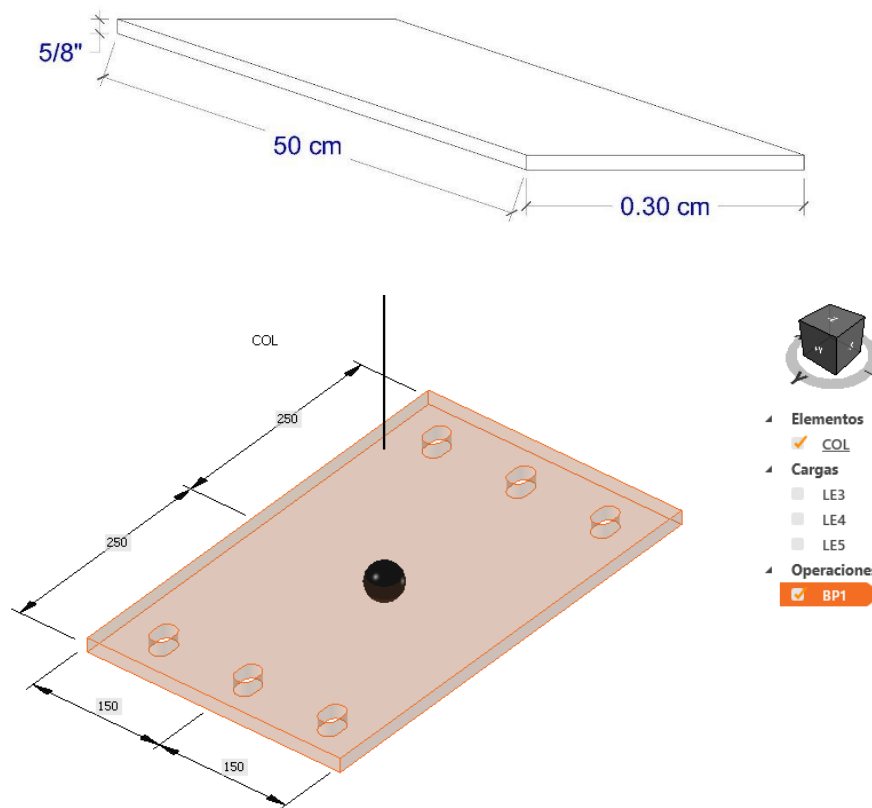


Figura 5.22. Imagen de las dimensiones de las placas de anclaje con sus respectivas perforaciones para anclajes.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

5.5.4. Diseño de las anclas.

Para determinar las características principales de las anclas (longitud de anclaje y espesor) tomaremos en cuenta que en la tabla de las combinaciones más desfavorables encontramos una carga aplicada en el eje Y mayor a la carga axial, valor por el cual se diseñó la placa de anclaje a la columna. Dado este caso, el reglamento nos especifica que las anclas pueden ser revisadas por dos tipos de cargas:

1. Tensión.

Este caso aplica cuando la excentricidad es superior al eje de cargas de la placa como ya se explicó en líneas anteriores.

2. Cortante.

El esfuerzo cortante es meramente una formalidad en algunos casos, ya que es común que las anclas no se diseñen por esfuerzo cortante y es clásico que los reglamentos únicamente especifiquen la carga cortante factorizada por cifras muy pequeñas, tal es el caso del diseño de anclas para placas que sostienen columnas con únicamente carga axial, en ese caso, los reglamentos especifican que únicamente se manejan dos cargas de tipo cortante; carga permanente que asciende únicamente al 2% de la carga axial y carga accidental que corresponde al 10% de la carga normal que recibe la placa. Ambas cargas, especifica Tavera y Moreno, son por demás una acción formal debido a que su trabajo es únicamente mantener la columna inmóvil, es decir, que no se mueva de su sitio. En el presente diseño utilizaremos las anclas para recibir un esfuerzo cortante, el cual asciende a: 16.97 ton, extremadamente superior a la carga axial por la que fue diseñada la placa que recibe la carga del sistema de arco techo.

Para calcular el diámetro necesario para los anclajes es necesario utilizar la siguiente formula:

$$a_{ancla} = \frac{V_t}{1.33 * F_v}$$

Donde:

a_{ancla} = Area que deben tener las anclas para soportar el esfuerzo cortante.

V_t = Esfuerzo cortante total.

F_v = Esfuerzo permisible al corte.

Calculando el esfuerzo cortante total:

$$V = 0.025 * P = 0.025 * (15.76 \text{ ton}) = 0.394 \text{ ton}$$

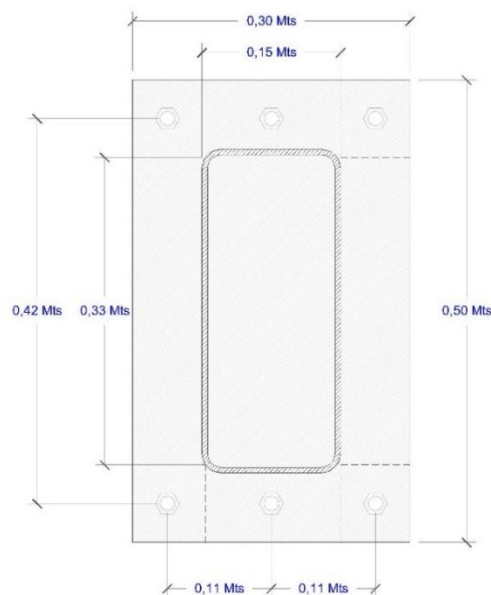
$$V_{accidental} = 0.10 * P = 0.10 * (15.76 \text{ ton}) = 1.57 \text{ ton}$$

$$V_{permanente} + V_{accidental} = 0.394 \text{ ton} + 1.57 \text{ ton} = 1.964 \text{ ton}$$

Se puede comprobar que la combinación de ambas cargas según el reglamento comprende únicamente el 10% de la carga axial que se recibe realmente.

1. Revisión por cortante y propuesta de las anclas.

Se proponen 6 anclas repartidas de la forma siguiente:



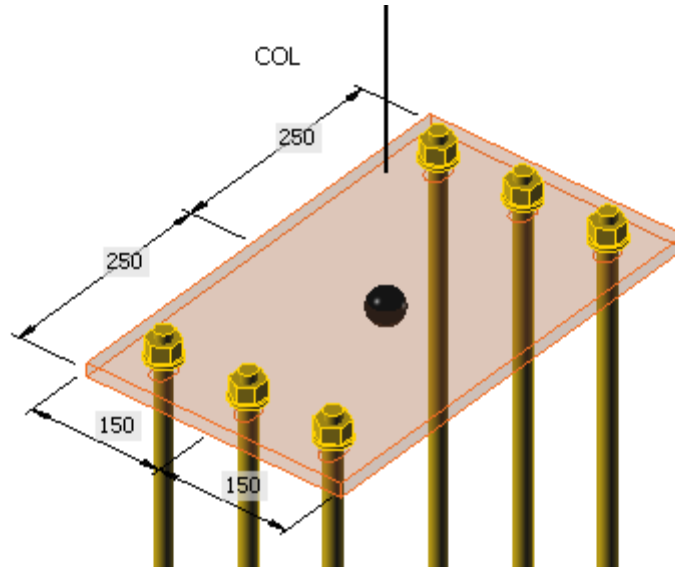


Figura 5.23. Disposición de la placa de anclaje y los anclajes.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

La RCEM especifica que:

$$A_{\text{ancla}} = \frac{V}{F_v \times 1.33}$$

1.33 = incremento permisible del esfuerzo.

$$A_{\text{ancla}} = \frac{16,978.23 \text{ kg}}{1.33 \times (0.4 \times 2530)} = 12.614 \text{ cm}^2$$

Para una sola ancla:

$$A_{\text{ancla}} = \frac{12.614 \text{ cm}^2}{6} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Diámetro del ancla:

$$D_{\text{ancla}} = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.10}{3.1416}} = 16.3 \text{ mm}$$

$$D_{\text{comercial}} = 19.1 \text{ mm}$$

$$D_{\text{comercial}} = 3/4''$$

Se calcula la longitud del ancla con la siguiente expresión:

$$La = \frac{\phi f_y}{4\mu}$$

$$\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{6 \phi} \text{ (para esparragos)}$$

$$\mu = \frac{6.4 \sqrt{250}}{1.90} = 53.25 \text{ kg/cm}^2 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$La = \frac{1.90 \times 2,530}{4 \times 17} = 70.69 \text{ cms}$$

redondeamos:

$$La = 75 \text{ cms}$$

Detalle y resumen:

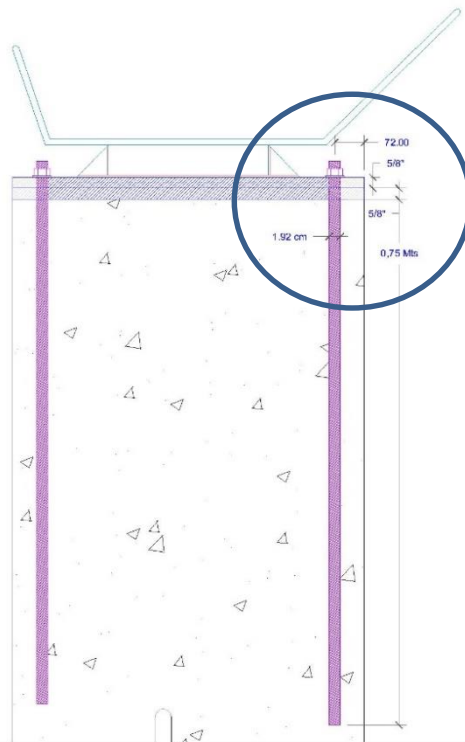


Figura 5.24. Corte de la sección del anclaje, placas base y canaleja para la estructura de arco techo.

Fuente: Propia.

Alzado.

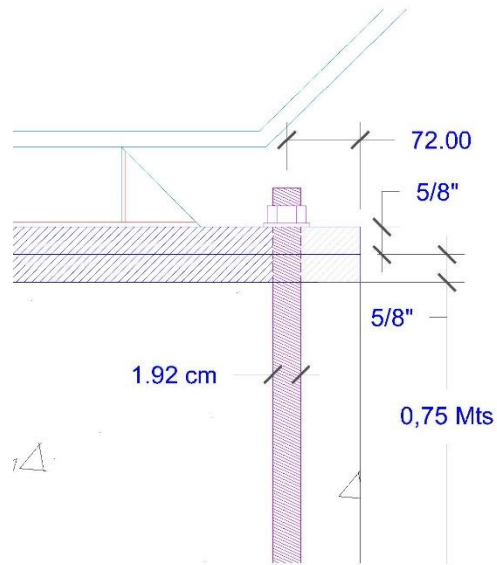


Figura 5.24. Detalle del corte, pernos de anclaje, placas y canaleja.

Fuente: Propia.

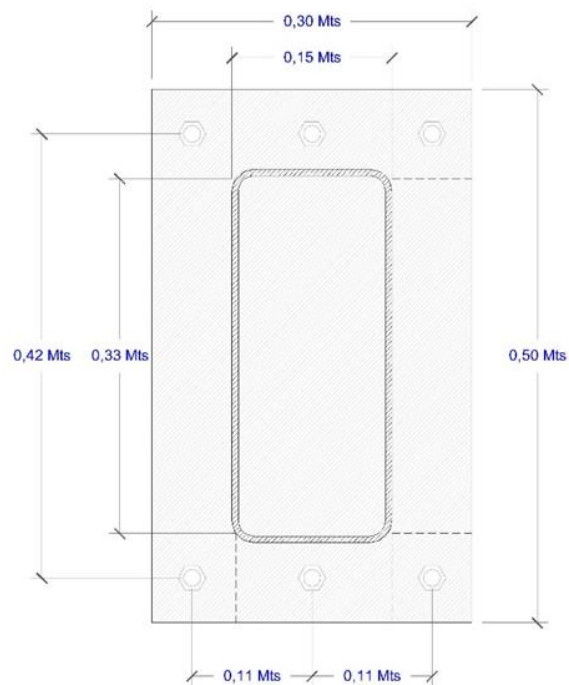


Figura 5.25. Placa base, perforaciones para anclas y área de descanso de la canaleja, así como zona de soldadura.

Fuente: Propia.

	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	COL / Finalizar	-154.6	166.5	63.0	14.1	10.5	2.6

Figura 5.26. Tabla de valores en el programa IdeaStatiCa para el correcto análisis.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

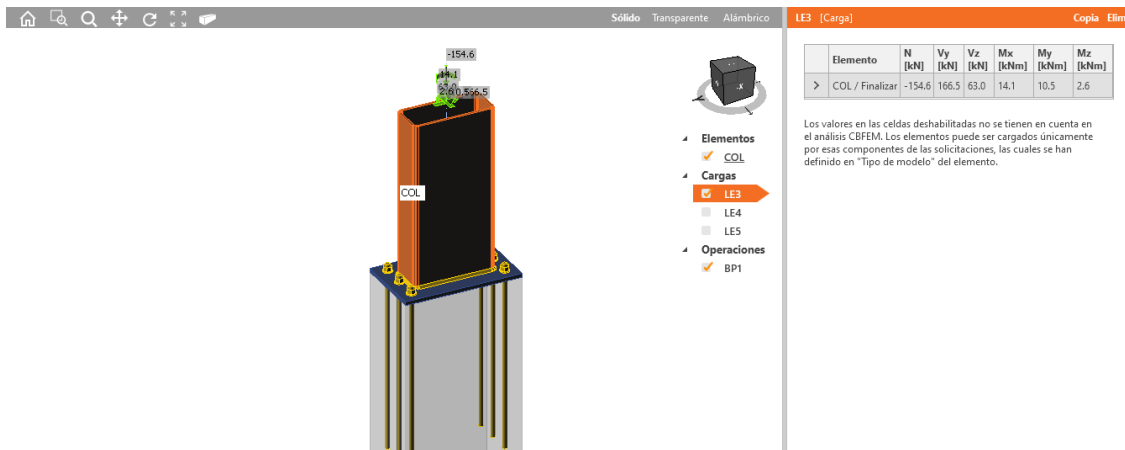


Figura 5.27. Modelado de la unión columna, anclas, placas en el programa IdeaStatiCa.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

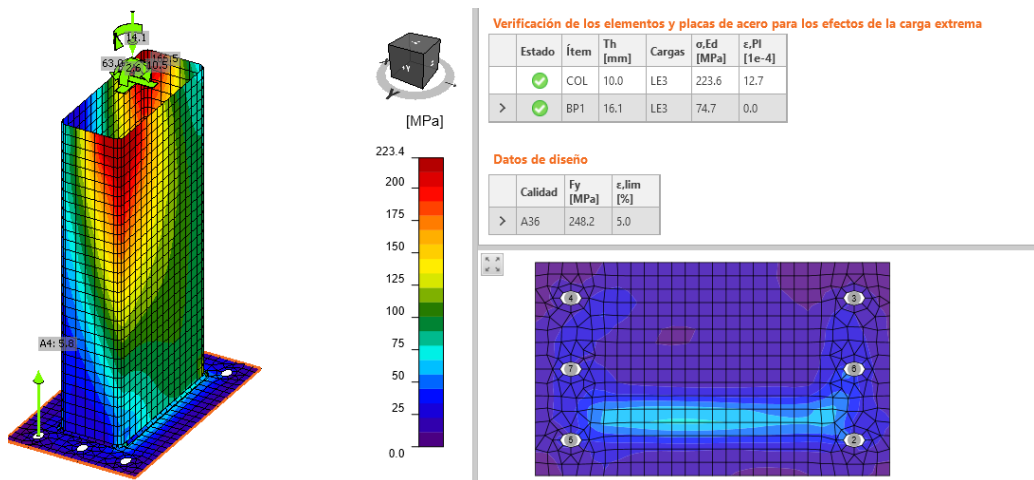


Figura 5.28. Modelo del análisis de esfuerzos y deformaciones.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

Verificación de los elementos y placas de acero para los efectos de la carga

	Estado	Ítem	Th [mm]	Cargas	σ, Ed [MPa]	ϵ, Pl [1e-4]
	✓	COL	10.0	LE3	223.6	12.7
>	✓	BP1	16.1	LE3	74.7	0.0

Datos de diseño

	Calidad	Fy [MPa]	ϵ, lim [%]
>	A36	248.2	5.0

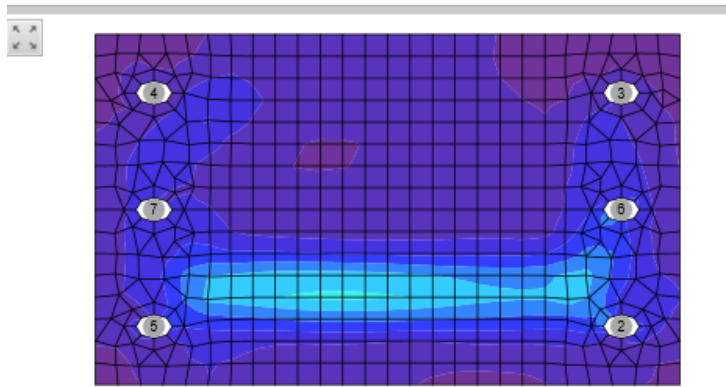


Figura 5.29. Deformación y esfuerzos en la placa base.

Fuente: Propia.

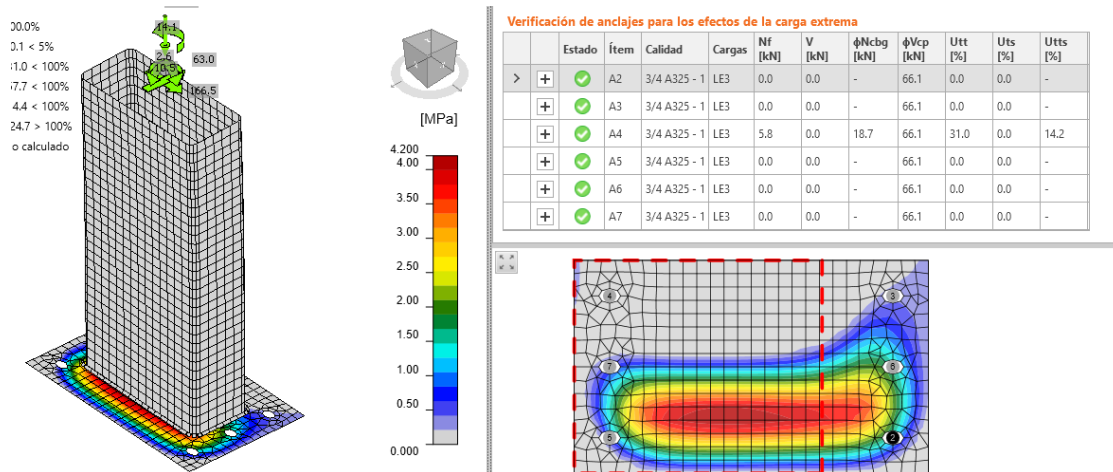


Figura 5.30. Análisis por elemento finito de la deformación de la placa.

Fuente: Propia. IdeaStatiCa.

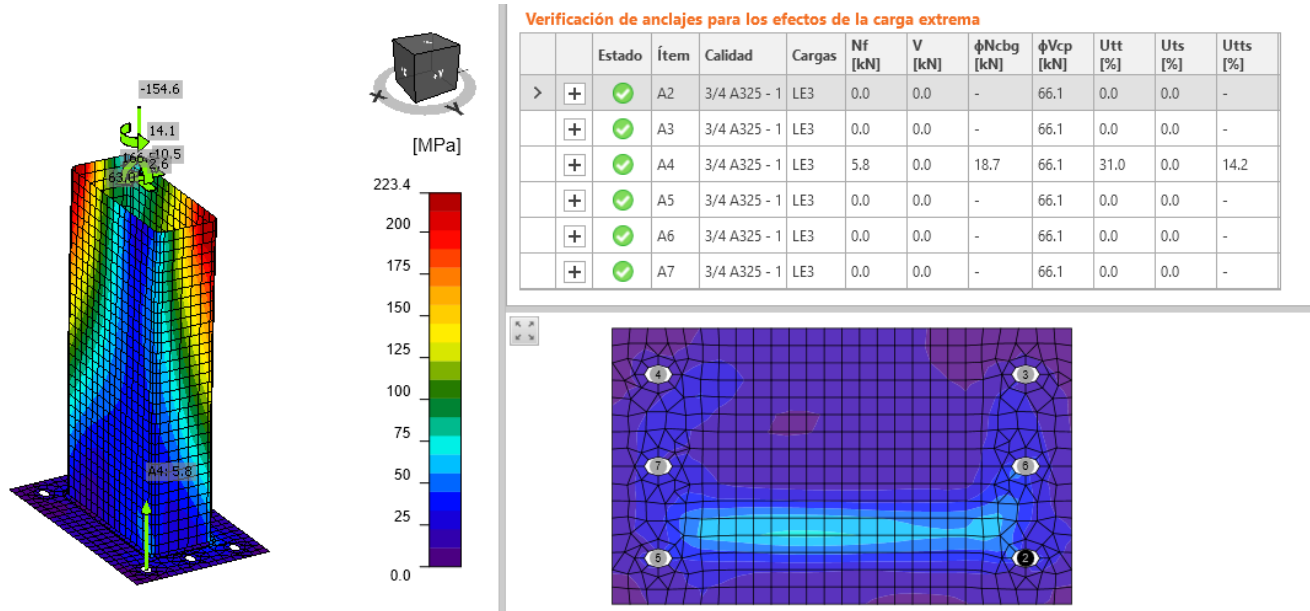


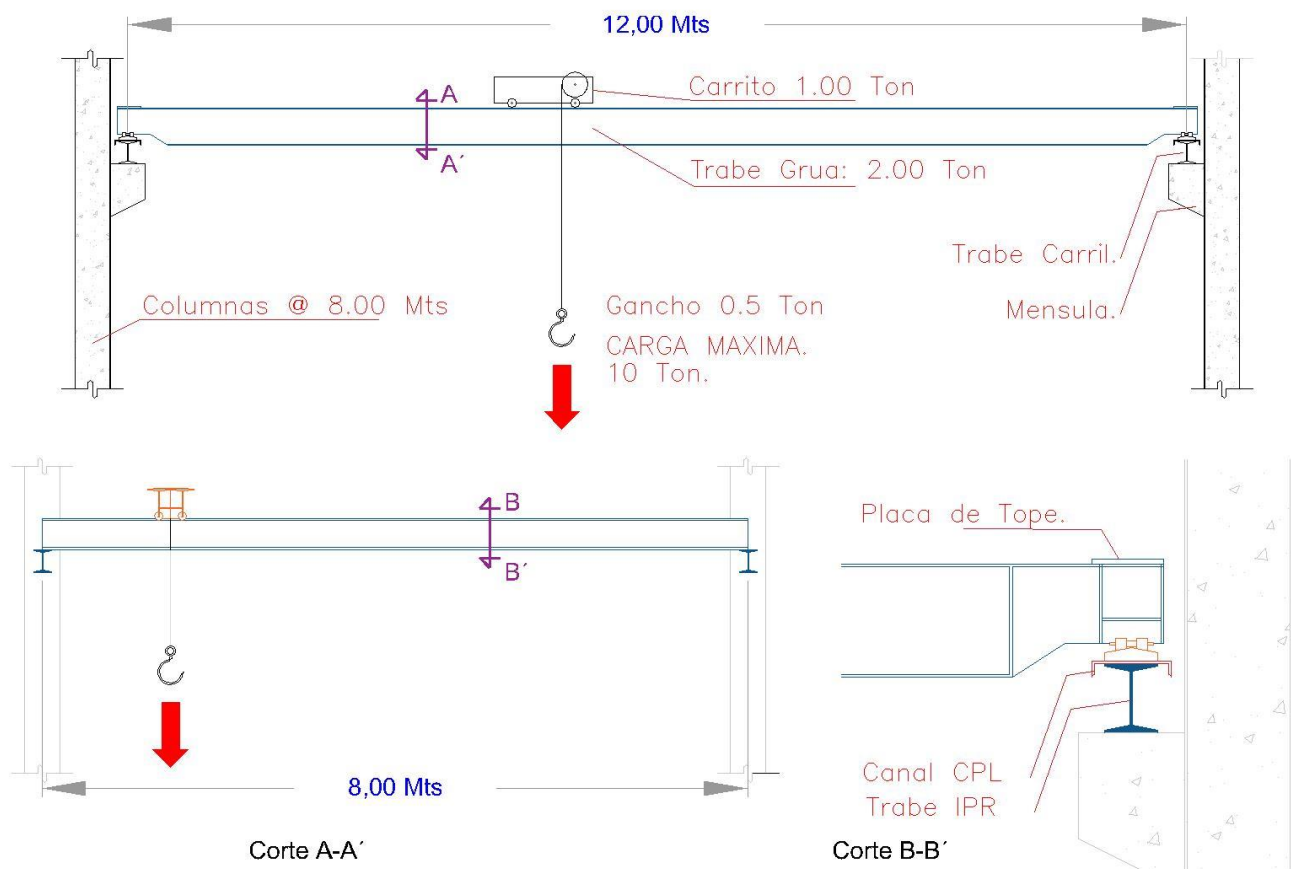
Figura 5.31. Revisión del buen funcionamiento de los pernos a tensión, momento y cortante.

Fuente: Propia, IdeaStatiCa.

5.6.- Diseño de la trabe carril para montaje de la Grúa Viajera.

Diseño de trabe carril de 6.00 mts de claro, para una grúa viajera que tiene un carro de 1.0 Ton, un gancho de 0.5 Ton, trabe grúa de 2.00 Ton y que se usará para levantar una carga máxima de 10.00 Ton.

Las ruedas de apoyo de la trabe grúa sobre la trabe carril tendrán una separación c.a.c. de 0.60 Mts.



1.- Solicitaciones a trabe-carril.

A. Peso de la trabe-grúa.

El peso de la trabe grúa comprenderá;

- El peso del carro: 1.00 Ton W_{CARRO}

- Peso Del Gancho: 0.50 Ton W_{GANCHO}
- Carga máxima de levante: 10.00 Ton $W_{LEVANTE}$
- Peso propio de la Trabe-Grua: 2.00 Ton $W_{TRABE-GRUA}$

Se considera que la posición crítica del carro de levante será cuando se acerque todo lo posible a la Trabe-Carril.

$$P = \frac{Trabe - Grua}{2} + W_{carro} + W_{gancho} + W_{levante}$$

$$P = \frac{2}{2} + 1.0 + 0.5 + 10 = 12.5 \text{ Ton}$$

Por ser carga dinámica se utilizará un factor de amplificación que según el reglamento debe ser de 1.25

$$P = 12.5 * 1.25 = 15.625 \text{ Ton}$$

B. Carga por cabeceo.

La presencia de la placa tope origina que el choque del carro en ella produzca esta fuerza horizontal al nivel del patín superior de la trabe carril, esta fuerza es considerada el 10% del peso del carro, gancho y levante.

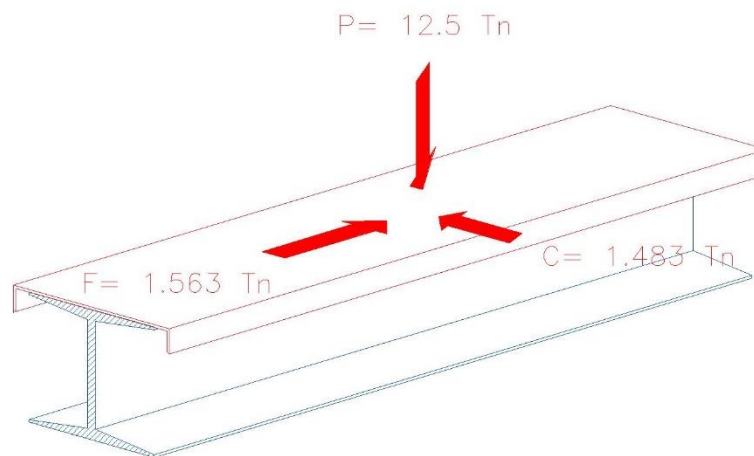
$$C = 0.10 (W_{carro} + W_{gancho} + W_{levante})1.25$$

$$C = 0.10(1.0 + 0.5 + 10.0)1.25 = 1.438 \text{ Ton}$$

C. Carga por frenaje.

El sistema de frenajes de las ruedas de la trabe grúa sobre la trabe carril origina esta fuerza, que se considera al nivel del patín de la trabe carril y en sentido longitudinal a la misma, también 10% del carro, gancho, levante y 50% del peso de la trabe grúa.

$$F = 0.10(0.5 W_{trabe - grua} + W_{carro} + W_{gancho} + W_{levante})1.25$$



$$F = 0.10(0.50 * 2 + 1.0 + 0.5 + 10)1.25 = 1.563 \text{ Ton}$$

Las fuerzas anteriores son transmitidas a través del par de ruedas de las traves grúa.

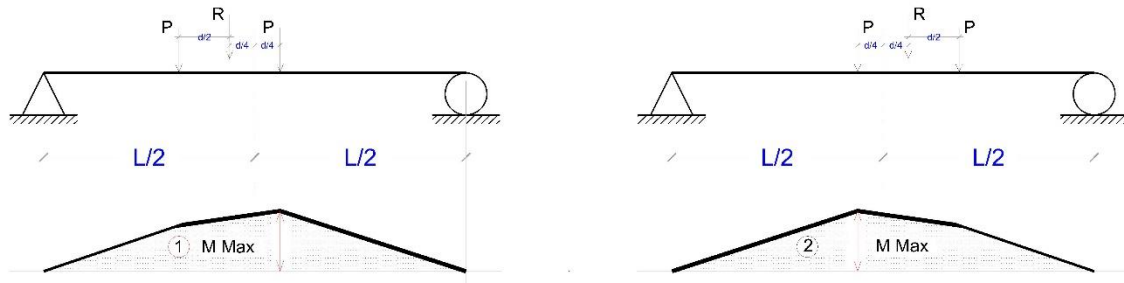
2.- Momentos producidos por las fuerzas.

Fuerzas verticales:

Como estas fuerzas son móviles, se buscará la posición en la que producen el máximo momento flexionante según el teorema siguiente:

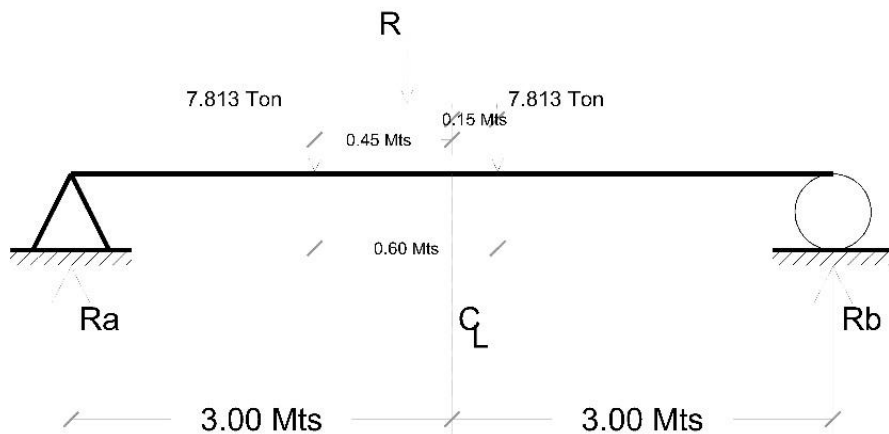
La viga simplemente apoyada con dos cargas rodantes, el momento máximo ocurrirá cuando la posición de estas sea tal que la resultante de las fuerzas equidiste con una de ellas respecto al centro del claro:

Combinaciones:



SIN EMBARGO $M_{Max. 1} = M_{Max. 2}$

Por lo que cualquiera de los dos casos se podrá utilizar para estimar el momento máximo de las cargas rodantes. Para el presente caso:



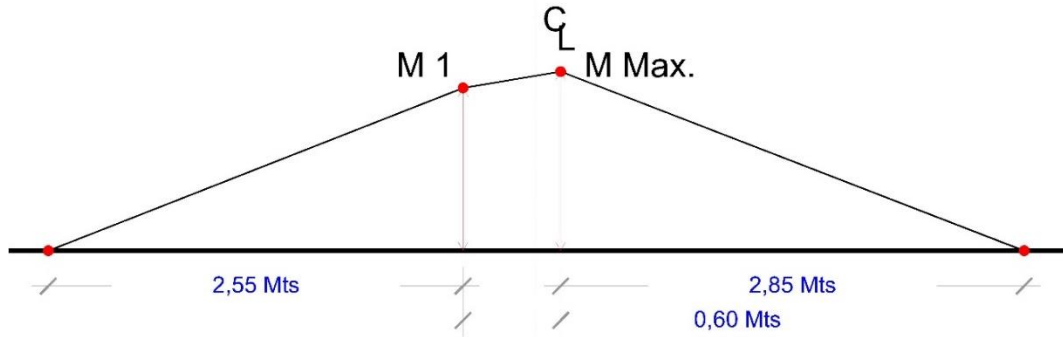
Reacciones:

$$\sum M_a = 0 +$$

$$7.813(30.45) + 7.813(3 + 0.15) - RB(6) = 0$$

$$7.813(2.55) + 7.813(3.15) - 6RB = 0$$

$$RB = 7.422 \text{ Ton}$$



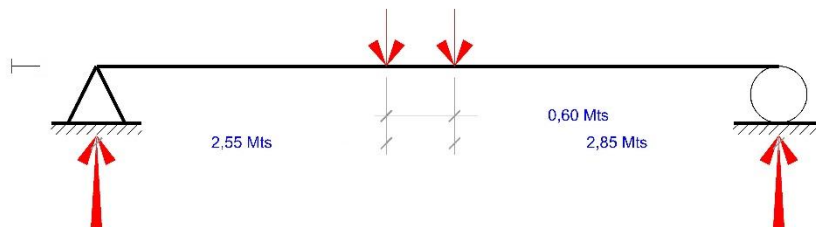
$$Ra = 15.626 - 7.422 = 8.204 \text{ Ton}$$

Momento flexionante:

$$M \text{ max} = 7.422 \times 2.85 = 21.153 \text{ Tn}$$

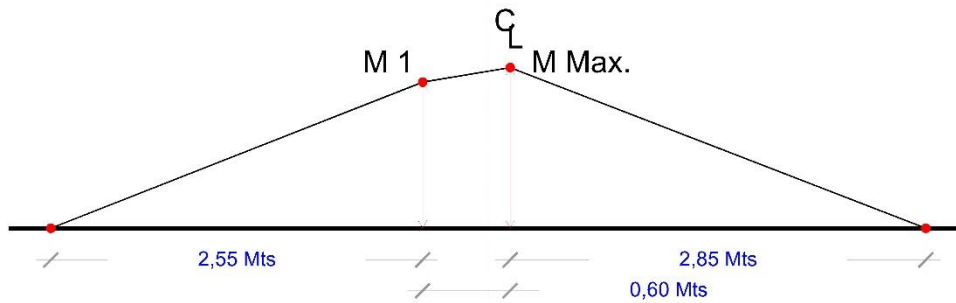
$$M' = 8.204 \times 2.55 = 20.920 \text{ Tn} - M$$

Para estas fuerzas es igualmente valido el teorema expuesto por lo que los momentos son proporcionales a los encontrados en las fuerzas verticales.



$$M \text{ max} = \frac{0.742}{7.813} \times 21.153 = 2.009 \text{ t} - \text{m}$$

$$M' = \frac{0.742}{7.813} \times 20.920 = 1.987 \text{ t} - \text{m}$$

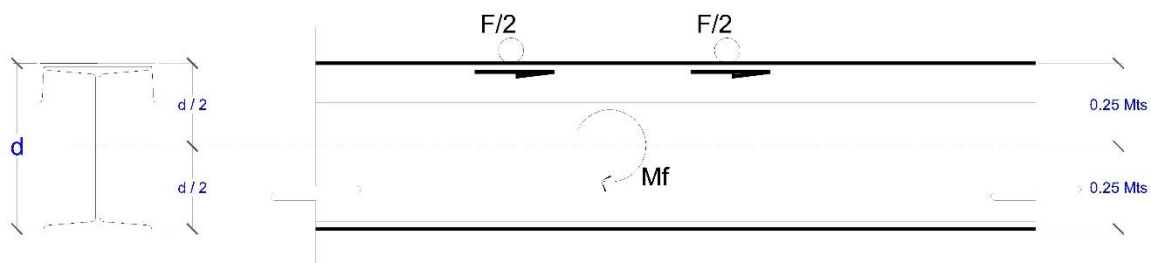


Momento por frenaje.

El momento por frenaje será un valor constante, que es función del peralte de la trabe carril, por lo que estimaremos el peralte aproximado de la trabe carril con la siguiente recomendación:

$$\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{14}$$

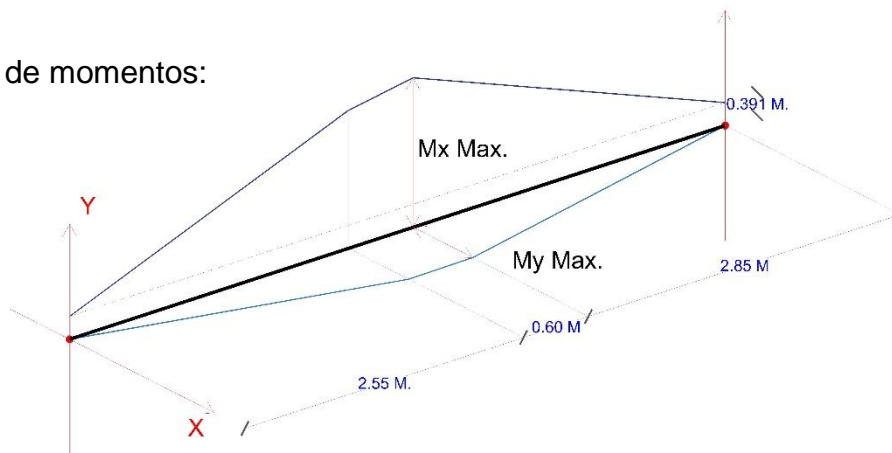
$$h = L/12 = 600/12 = 50 \text{ Cm} = d$$



$$Mf = F * d/2 \text{ (estimacion aproximada)}$$

$$Mf = 1.563 \times 0.5/2 = 0.391 \text{ t - m}$$

Resumen de momentos:



Para tomar de alguna forma el peso propio de la trabe carril se incrementará en 10% los valores de momento encontrados para las cargas verticales.

$$Mx \text{ max} = 21.153 \times 1.1 + 0.391 = 23.659 \quad Tn - M$$

$$My \text{ max} = 2.009 \quad Tn - M$$

Para tener una idea aproximada de la sección compuesta, se supondrán los esfuerzos permisibles de flexión siguientes:

$$Fx = 0.6 fy \quad y \quad Fy = 0.66fy$$

Reducidos en un 50%.

Diseño de la sección.

$$Sx = \frac{2,365,900}{0.5 \times 0.6 \times 2530} = 3117.3 \text{ cm}^3$$

$$Sy = \frac{2 \times 200,900}{0.5 \times 0.6 \times 2530} = 481.26 \text{ cm}^3$$

Se propone:

IPR 18" x 8.3/4" peso 104.3 kg/m + CPS 12" peso 37.20 kg/m

Características del CPS 12"

Peso: 37.20 kg/m

A= 47.42 cm²

d= 304.8 mm

b= 77.39 mm

t_f=12.72 mm

t_w= 9.83

I_x= 5993.70 cm⁴

I_y= 186.05 cm⁴

\bar{x} = 1.71 cm

Características de IPR 18" x 8.3/4"

Peso: 104.3 kg/m

A= 132.65 cm²

d= 457 mm

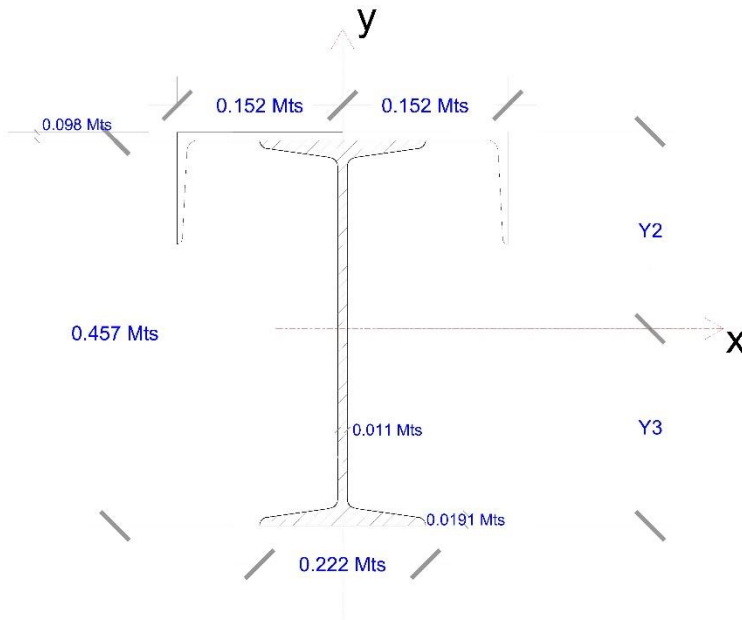
b= 222 mm

t_f= 19.1 mm

t_w= 11.1 mm

I_x= 48028 cm⁴

I_y= 3267 cm⁴



Posición del centro de gravedad.

$$Y1 = \frac{47.24 (466.83 - 17.1) + 132.64 \left(\frac{466.23}{2}\right)}{47.42 + 132.64}$$

$$Y1 = 290.38 \text{ m}$$

$$Y2 = (457 + 9.83 - 290.38) = 176.45 \text{ mm}$$

$$I_x = 186.05 + 47.42(17.645 - 1.71)^2 + 48028 + 132.64\left(\frac{45.7}{2} - 29.038\right)^2$$

$$I_x = 65,334.101 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 5,993.7 + 3267 = 9,260.7 \text{ cm}^4, \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{9,260.70}{180.06}} = 7.172 \text{ cm}$$

$$S_{x1} = \frac{I_x}{Y_1} = \frac{65,334.101 \text{ cm}^4}{29.038 \text{ cm}} = 2,249.952 \text{ cm}^3$$

$$S_{x2} = \frac{I_x}{Y_2} = \frac{65,334.101 \text{ cm}^4}{17.645 \text{ cm}} = 3,702.698 \text{ cm}^3$$

$$S_{y1} = \frac{I_y}{X_1} = \frac{9,260.70 \text{ cm}^2}{11.10 \text{ cm}} = 834.297 \text{ cm}^3$$

$$S_{y2} = \frac{I_y}{X_2} = \frac{9,260.70 \text{ cm}^2}{15.24 \text{ cm}} = 607.657 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos reales de flexión

para el patín superior:

$$f_{bx2} = \frac{M_x}{S_{x2}} = \frac{2,365,900}{2,249.952} = 638.967 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by2} = \frac{M_y}{S_{y2/2}} = \frac{200900 \times 2}{607.657} = 661.228 \text{ kg/cm}^2$$

Para patín inferior:

$$f_{bx1} = \frac{M_x}{S_{x1}} = \frac{2,365,900}{2249.952} = 1051.534 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by1} = \frac{M_y}{S_{y1/2}} = \frac{200,900 \times 2}{834.297} = 481.603 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles de flexión.

$$F_{by} = 0.66f_y = 0.66 \times 2,530 = 1,670 \text{ kg/cm}^2$$

Para flexión alrededor del eje de menor momento de inercia en secciones que cumplen con 1 y 2 del artículo 325.

1.- Unión continua del patín con alma.

Se cumple ya que se usará soldadura para unir el perfil CPS al IPR.

2.- Relación b/t del patín de compresión.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1600}{\sqrt{f_y}} = 31.81 \text{ Elementos atiesados.}$$

$$\frac{b}{t})_{CPS} = \frac{222}{9.83} = 22.58 \leq 31.81$$

$$\frac{b}{t}) IPR = \frac{\frac{222}{2}}{19.1} = 5.81 \leq 31.81$$

EN AMBOS CASOS SE CUMPLE.

Sujección lateral.

$$l \leq \frac{640 bp}{\sqrt{fy}} = \frac{1.49 \times 10^6 + Ap}{dx fy}$$

$$l \leq \frac{640 \times 30.48}{\sqrt{2530}} = 387.82 \text{ cm}$$

$$l \leq \frac{1.49 \times 10^6 \times 89.822}{46.683 \times 2530} = 1133.156 \text{ cm}$$

$$l_{real} = 600 \text{ cm} \geq 1133.156 \geq 387.82 \text{ cm}$$

NO HAY SUJECCION LATERAL EFECTIVA.

$$Fbx = 0.5fcr \leq 0.6fy$$

$$Fcr = 1550 \times 10^3 \times \frac{Cb \times Ap}{d \times L} = \frac{1.55 \times 10^6 \times 1 \times 89.822}{46.683 \times 600} = 4,970.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = 25,200 \times 10^3 \times \frac{Cb}{(L/ry)^2} = \frac{25.2 \times 10^6 \times 1}{(600/7.172)^2} = 3,600.631 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $Fcr = 4,970.55 \text{ kg/cm}^2$

$$FBx = 0.5 \times 4,970.55 = 2,485.275 \text{ kg/cm}^2$$

$$FBx = 2,485.275 \text{ kg/cm}^2 > 0.6fy = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto: } FBx = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

Fórmula de flexión biaxial:

PATÍN SUPERIOR:

$$\frac{fbx2}{Fbx} + \frac{fby2}{Fby} = \frac{638.967}{1,519} + \frac{661.228}{1,670} = 0.817 < 1.00$$

PATÍN INFERIOR:

$$\frac{fbx1}{Fbx} + \frac{fby1}{Fby} = \frac{1,051.534}{1,518} + \frac{481.603}{1,670} = 0.981 < 1.00$$

Observando los resultados anteriores, se concluye que la sección compuesta propuesta es aceptable para el trabajo solicitado.

Solución:

IPR 18" x 8.3/4" + CPS 12"

Peso 104.3 kg/m Peso 37.20 kg/m

Peso total de la sección: 141.50 kg/m

5.7. Diseño de ménsulas.

“Un miembro estructural corto en voladizo con relación de claro libre al peralte (a/d) de 1.0 menor se le puede llamar ménsula” (McCormac, 2017, p.250). Cuando se presenta una grieta en un elemento corto reforzado derivada de fuerzas tales como cortante, flexión, contracción, etc. y las piezas de concreto de los dos lados de la grieta se ven impedidas en el movimiento de separación es muy probable que derivado de esto el movimiento de fricción de las caras de los dos elementos de concreto reforzado no presenten deslizamiento en su eje vertical debió a las caras rugosas y continuas irregularidades del corte de concreto, dicho efecto ayuda a que no se presente ningún traslado o deriva de la posición de los elementos de la ménsula.

Cuando en el análisis se prevé un movimiento por medio de la grieta es menester también diseñar un elemento que supere la carga o acción de las fuerzas que exceden la capacidad de fricción de los elementos a fricción.

Como ya se mencionó; las ménsulas son vigas pequeñas en un plano “voladizo” que se proyectan de la cara interior de las columnas para soportar cargas que no pueden ademsarse o embeberse directamente sobre las columnas debido a la naturaleza del elemento que necesite transmitir la carga, como en el caso del presente documento, la carga que requiere una ménsula sobre la estructura, es la grúa viajera.

En el ambiente constructivo es bien sabido que las ménsulas que no se cuelan al mismo tiempo que las columnas, pueden tener una grieta de cortante en la superficie de contacto entre las caras de ambos elementos, a través de la cual se desarrolla la transferencia de cortante.

El funcionamiento de las ménsulas no es un tema complejo que requiera de asidua lectura para ser comprendido, debido a su clásico uso y a la naturaleza de su funcionamiento en el concreto armado, las ménsulas, básicamente son vigas en voladizo que están sujetas a una carga puntual o distribuida que, como es natural, obtendrá en el análisis estructural los clásicos elementos mecánicos para su respectivo diseño.

Uno de los más preocupantes en el diseño de ménsulas es el diseño por cortante, el cual al poseer una naturaleza en valor número superior al del momento flexionante, se convierte en el principal peligro para la ménsula, la cual deberá soportar un efecto de esfuerzo que como ya se mencionó líneas arriba generara una falla de fisura primeramente ascendiente a grieta, la cual separara el limite físico de trabajo entre la columna y la ménsula, esto genera algo interesante, ya que lo que en estos casos impide el desplazamiento entre los dos elementos que se mencionaron ya es el factor de fricción que se deriva de las caras fracturadas del concreto que son de naturaleza irregular, estas, al poseer un coeficiente de rugosidad, por fricción generan una resistencia al desplazamiento, pero esta resistencia al desplazamiento no basta, es necesario adicionar al cuerpo de las ménsulas un elemento que aporte capacidad cortante al conjunto, el cual se obtiene por medio de un aporte de acero de refuerzo.

Al aplicar la carga a una distancia X del origen de contacto con la columna, lo que se generara será un momento flexionante, que lejos que flexionar la ménsula, provocara un efecto de “giro” en este sistema de soporte estructural, el cual como es natural generara en la ménsula el efecto de una viga (zona de compresión y zona de

tensión) la cual se contrarresta con el diseño de estribos sometidos a tensión horizontal para evitar dicha rotación.

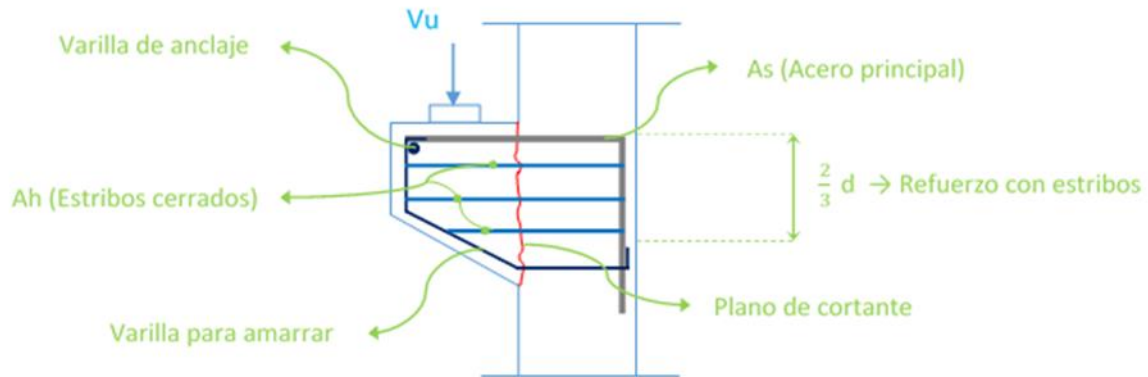


Figura 5.32. Diagrama de las partes que conforman una ménsula.

Fuente: <http://ingenipra.blogspot.com/2014/07/disenio-de-mensulas-de-concreto-aci-318.html>

Para el presente documento se lleva a cabo el diseño de una ménsula de concreto armado de acuerdo con la normatividad ACI 318-14 debido a que contempla el factor del diseño de acero horizontal que las NTC – 2017 ignoran, y es apropiada por la variabilidad de cargas de la estructura que recibirá el apoyo de las ménsulas. Es importante decir que también se llevara a cabo la revisión por medio del programa informático de diseño y análisis de conexiones estructurales *IDEA.StatiCA 10.1*.

Proceso de diseño.

Reacciones:

$$Vu : 53.30 \text{ ton}$$

$$Nuc : 4.42 \text{ ton}$$

$$f'c : 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy : 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Configuración de dimensiones:

Restricciones.

Los valores siguientes son límites establecidos por las normas ACI 318-14.

$$h1 \geq 0.5 d$$

$$20 \text{ cm} \geq 0.5 (45 \text{ cm})$$

por lo tanto el valor de h1 debe aumentar. Se propone de: 25 cm

$$25 \text{ cm} \geq 0.5 (45)$$

$$25 \text{ cm} \geq 22.5 \text{ cm}$$

por lo tanto; cumple h1 = 25 cm

$$av/d \leq 1$$

$$15 \text{ cm}/45 \text{ cm} \leq 1$$

por lo tanto, cumple con la restruccion, no se modificaran las proporciones.

$$Vu/\phi \left\{ \begin{array}{l} A. 0.2 * f'c * bw * d \\ B. (34 + 0.08f'c) * bw * d \\ C. 110 * bw * d \end{array} \right.$$
$$\phi = 0.75$$

$$53.30 \text{ ton}/0.75 = 71.06 \text{ ton}$$

$$A = 0.2 \left(250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (50 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = \mathbf{112,500 \text{ kg}} \geq \mathbf{71,060 \text{ kg}} \text{ CUMPLE}$$

$$B = \left(34 + 0.08 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (50 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = \mathbf{121,500 \text{ kg}} \geq \mathbf{71,060 \text{ kg}} \text{ CUMPLE}$$

$$C = 110(50 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = \mathbf{247,500 \text{ kg}} \geq \mathbf{71,060 \text{ kg}} \text{ CUMPLE}$$

Por lo tanto, cumple con las restricciones que establece la norma.

Conexiones con la almohadilla de carga.

Las conexiones con la placa o almohadilla de carga de la ménsula se determinan con la siguiente expresión.

$$Nuc = 20\% (V)$$

Donde: $V = \text{Reaccion vertical.}$

$$Nuc = 4.42 \text{ ton}$$

Lo resolveremos como una igualdad.

$$4.42 \text{ ton} = (0.2)(53.30 \text{ ton}) = 10.66 \text{ ton}$$

Por lo tanto; tomaremos el valor de 10.66 Ton como reaccion para diseñar la mensula.

$$\mathbf{Nuc = 10.66 \text{ ton.}}$$

Revisión del cortante directo.

Se obtendrá con la siguiente expresión.

$$Vu \leq \begin{cases} 0.2 * f'c * Ac \\ (34 + 0.08 * f'c) * Ac \end{cases}$$

$$110 * A_c$$

$$V_u = V_n / \phi = 53,300 \text{ kg} / 0.75 = 71,066.66 \text{ kg}$$

$$A. = (0.2) * (250 \text{ kg/cm}^2) (50 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = 112,500 \text{ kg}$$

$$B. = [34 + 0.08 (250 \text{ kg/cm}^2)] * [(50 \text{ cm}) * (45 \text{ cm})]$$
$$= 121,500 \text{ kg}$$

$$C = [110 * (50 \text{ cm}) * (45 \text{ cm})] = 247,500 \text{ kg}$$

$$A = 112,500 \text{ kg}$$

$$71,066.66 \text{ kg} \leq B = 121,500 \text{ kg}$$

$$C = 247,500 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el valor de cortante directo no revasa las restricciones de las fuerzas de diseño para el dimensionamiento del acero de refuerzo y acero.

Diseño por aplastamiento.

$$B_n = 0.85 * f'c * A_1$$

$$B_u \leq \phi B_n$$

$$\phi = V_n / V_u$$

$$V_u = \phi * 0.85 * f'c * h_1 * d$$

$$V_u = 0.65 * 0.85 * (250 \text{ kg/cm}^2) * (50 \text{ cm}) * (20 \text{ cm})$$

$$Vu = 138,125 \text{ kg}$$

$$53,300 \text{ kg} \leq 138,125 \text{ kg}$$

Por lo tanto, cumplen los valores para el diseño de aplastamiento.

Diseño por tensión.

$$Nn = An * fy \quad \phi = 0.90$$

Nf = Resistencia nominal a la tension.

$$Nn = Nuc / \phi$$

$$Nuc / \phi = An * fy$$

$$An = Nuc / \phi * fy = 10,660 / 0.9 * 4,200 = 10,660 / 3,780 = 2.85 \text{ cm}$$

$$An = 2.85 \text{ cm}$$

Diseño por flexión.

$$M = \phi * 0.9 * fy * Af * d \quad \phi = 0.90$$

$$Af = \frac{Mu}{\phi * 0.9 * fy * d}$$

Calculo de la suma de momentos:

$$M = (Vu * av) + (Nuc * (h - d))$$

$$Mu = [(53,300 \text{ kg}) * (15\text{cm})] + [(10,660 * (50\text{cm} - 45\text{cm}))]$$

$$Mu = 799,500 + 53,300$$

$$Mu = 852,800 \text{ kg} - m$$

Diseño por flexión:

$$A_f = 852,800 / [(0.9) * (0.9) * (4,200) * (45)]$$

$$A_f = 852,800 / 153,090$$

$$A_f = 5.57 \text{ cm}^2$$

Diseño por cortante directo.

Se determina con la siguiente expresión:

$$V_n = \mu * A_{vf} * f_y$$

μ = Coeficiente de fricción.

$$\mu = 1.4$$

Para concreto normal

colado monolíticamente.

$$V_u / \phi = \mu * A_f * f_y$$

$$A_{vf} = \frac{53,300}{(1.4) * (0.75) * (4,200)} = \frac{53,300}{4,410}$$

$$A_{vf} = 12.08 \text{ cm}^2$$

Resumen.

A_{nf} = acero a tensión.

$$***A_{nf} = 2.85 \text{ cm}^2***$$

A_f = acero por flexión.

$$***A_f = 5.57 \text{ cm}^2***$$

$A_{vf} = \text{Acero por cortante.}$

$$A_{vf} = 12.08 \text{ cm}^2$$

Revisión por límites de esfuerzo.

Acero principal. (Asc)

$$a) A_f + A_n = 5.57 \text{ cm}^2 + 2.85 \text{ cm}^2$$

$$a) = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$b) \frac{2}{3} A_{vf} + A_{nf} = \frac{2}{3} 12.08 \text{ cm}^2 + 2.85 \text{ cm}^2$$

$$b) = 10.90 \text{ cm}^2$$

$$c) 0.04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) b_w * d = 0.04 * \left(\frac{250}{4,200} \right) * (50) * (45)$$

$$c) = 5.35 \text{ cm}^2$$

Primer límite:

$$A_{sc} = NoVar \left[\frac{\pi}{4} * DVar^2 \right]$$

$$A_{sc} = (5) \left[\frac{\pi}{4} \left(\frac{5}{8} * 2.54 \right)^2 \right] = 9.90 \text{ cm}^2$$

$$9.90 \text{ cm}^2 \geq 5.35 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se proponen menos estribos, serán 4 para la propuesta.

$$A_{sc} = (4) \left[\frac{\pi}{4} \left(\frac{5}{8} * 2.54 \right)^2 \right] = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$7.91 \text{ cm}^2 \geq 5.35 \text{ cm}^2$$

T = 47.85% excede. PASA EL PRIMER LIMITE DE DISEÑO Y REVISION.

Segundo Límite:

$$A_h \geq 0.5(A_{sc} - A_n)$$

$$A_h \geq 0.5(7.90\text{cm}^2 - 2.85\text{cm}^2)$$

$$A_h \geq 0.5 * (5.06\text{cm}^2)$$

$$A_h \geq 2.53\text{cm}^2$$

Propongo 2 piezas de estribos de $\frac{3}{8}$ " = 3.62 cm^2

$$A_h = (3 \text{ piezas}) * (2 \text{ ramas}) * [\frac{\pi}{4} * (\frac{3}{8} \text{ " } * 2.54)^2]$$

$$A_h = 4.27\text{ cm}^2$$

$T = 43.08\%$ excede el valor de la norma. SE ACEPTA.

Análisis en el por el programa informático.

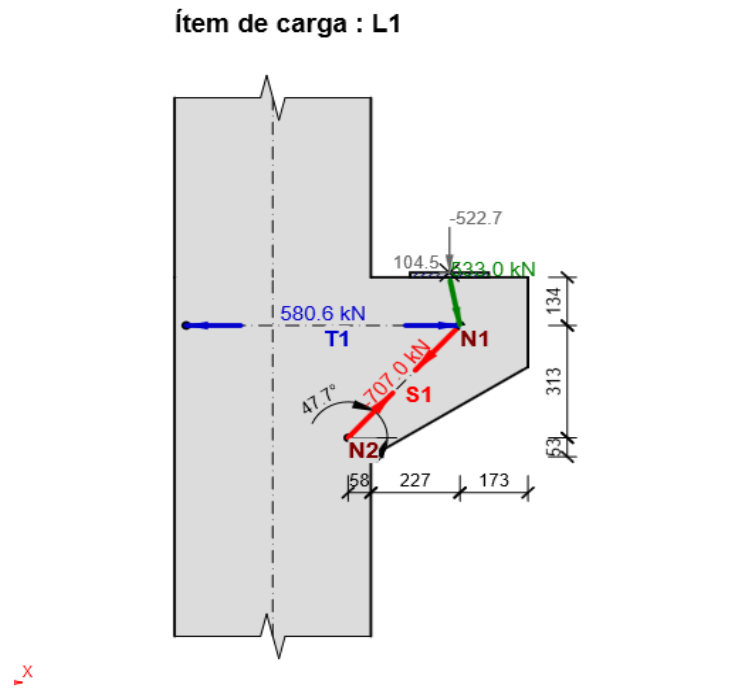


Figura 5.33. Componentes de los esfuerzos en la ménsula.

Fuente: Propia. IdeaStatiCA.

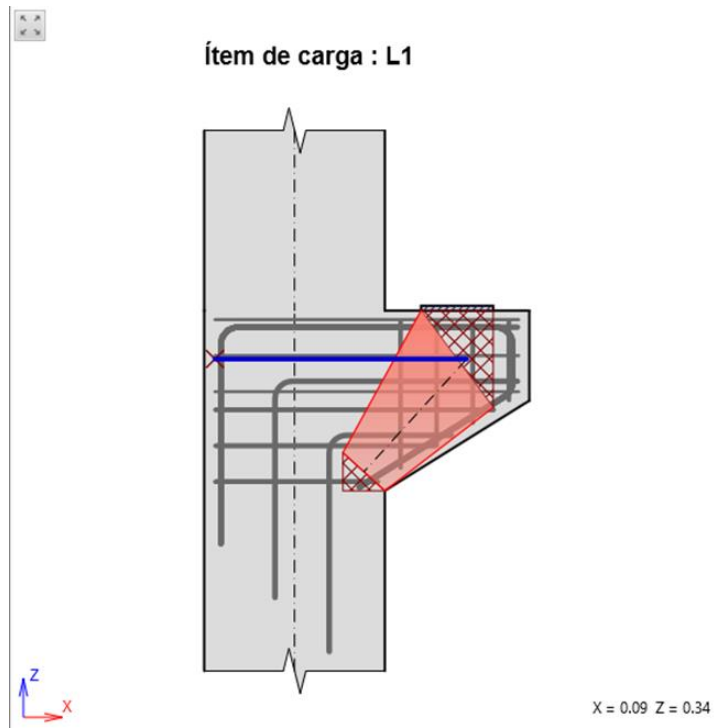


Figura 5.34. Zonas de esfuerzo y armados de acero.

Fuente: IdeaStatiCA.

Estado de verificación general: ❌

Tipo de verificación	Valor [%]	Estado
Resistencia	100.0	✅
- Puntales	100.0	✅
- Tirantes	55.8	✅
- Zonas nodales	100.0	✅
Detallado	245.9	❌
- Estribos verticales	0.0	✅
- Estribos horizontal	37.5	✅
- Longitud de anclaj	85.3	✅
- Diámetro de dobla	245.9	❌

Valor límite de la explotación: 100.0 %

Figura 5.35. Revision por medio del programa ideaStatiCA.

Fuente: Propia. IdeaStatiCA.

5.8.- Diseño de columnas.

Todas las columnas se encuentran sometidas a cierta combinación de elementos mecánicos, para poder interpretar el tipo de diseño que requiere cada columna es necesario conocer el efecto que cada elemento mecánico sujeta a la pieza de columna. La teoría del diseño de columnas está fundamentada en el estudio de su comportamiento a carga axial.

Según McCormac (2017) existen 3 formas en las cuales pueden ser construidas las columnas:

- 1.- Concreto simple.
- 2.- Concreto armado longitudinalmente (momento flexionante).
- 3.- Concreto armado transversal y longitudinalmente. (carga axial o fuerza cortante y momento flexionante).

Para las dos primeras, se destina esta información únicamente para casos de estudio debido a que no existe una columna que únicamente se encuentre sujeta a casos de compresión, sino a esfuerzo axial o biaxial. Se le llama FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL a la teoría de diseño que implementa momentos de compresión + momento flexionante (en uno solo de sus planos) + carga por cortante; por otra parte, la FLEXOCOMPRESION BIAXIAL es según la teoría, el método adecuado para diseñar una columna que se encuentra sometida a carga axial excéntrica, es decir, que la carga no está totalmente en el centro de la columna, sino se encuentra desfasada del centro de su eje.

DISEÑO DE LA COLUMNA A-1 CONDICION MAS CRITICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 3.96 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.05 \text{ T-M}$$

- **Valores constantes de diseño.**

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- **Con diagramas de interacción:**

$$q = 0.1$$

- **Porcentaje de acero necesario:**

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

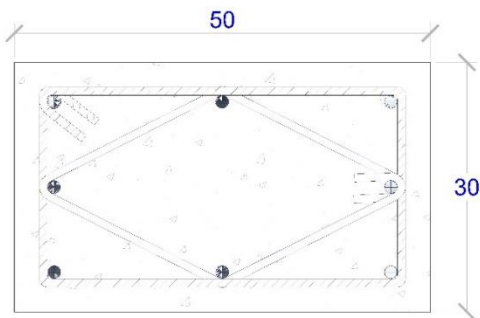
- **Área del acero.**

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA A-1

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
Y 2 VAR #4 EN CADA CARA
LARGA.
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA B-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

Pu = 4.5 Ton

Mu = 0.71 T-M

- **Valores constantes de diseño.**

$$K = \frac{Pu}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{Mu}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = 1.34$$

- **Con diagramas de interacción:**

$$q = 0.1$$

- **Porcentaje de acero necesario:**

$$e = q \frac{f'_c}{fy} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

- **Área del acero.**

$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}$ se propondrán varillas del #5

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA B-1

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad Ag = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho \text{ min} = 0.7 * \sqrt{250} / fy = 0.00263$$

$$\rho \text{ max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$Pu = 4.46 \text{ Ton}$$

$$Mu = 0.96 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{Pu}{FR * D^2 * f'c} = 0.019$$

$$R = \frac{Mu}{FR * D^3 * f''c} = 0.001$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = 1.34$$

- **Con diagramas de interacción:**

$$q = 0.1$$

- **Porcentaje de acero necesario:**

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

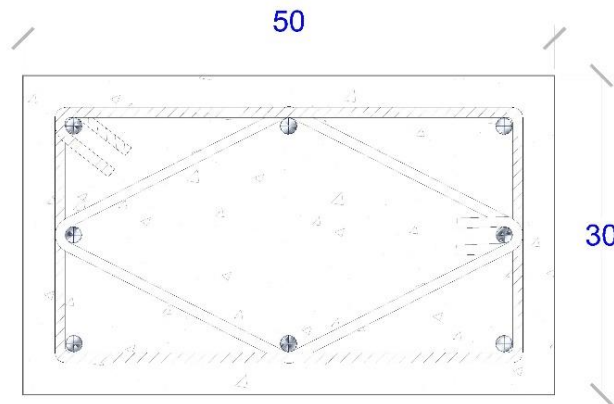
- **Área del acero.**

$$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA C-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA D-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.45 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.99 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

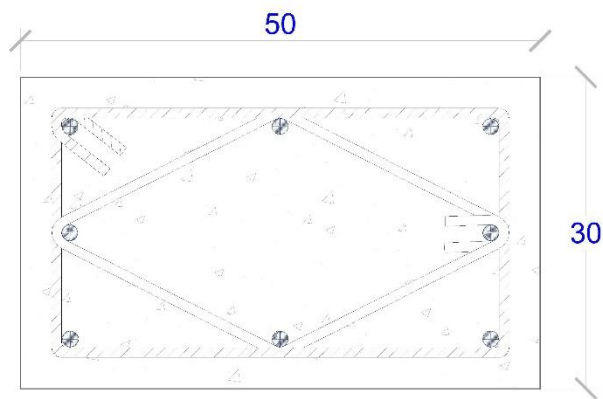
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA D-2

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA E-3 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.24 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.11 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

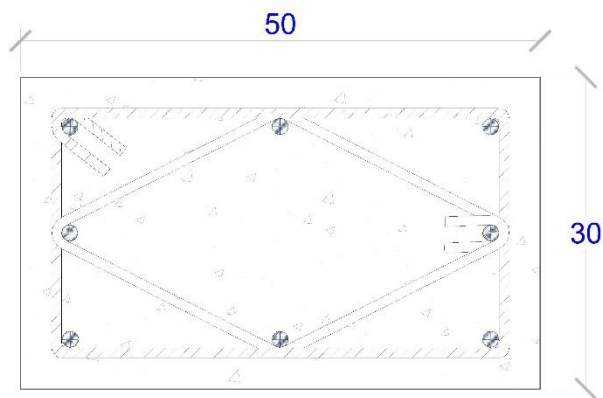
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA E-2

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 6 VAR. #7
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA F-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.29 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.16 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

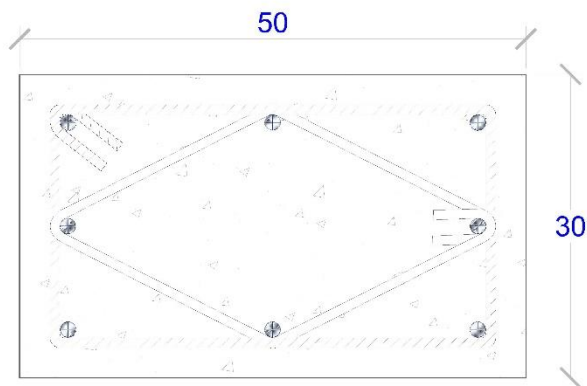
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA F-2

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 6 VAR. #7
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA G-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.27 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.21 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

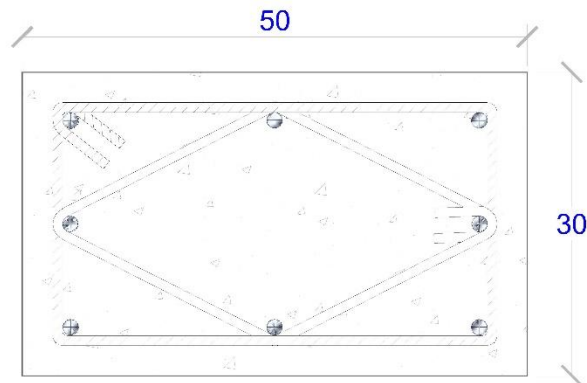
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA G-2

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA H-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.27 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.27 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

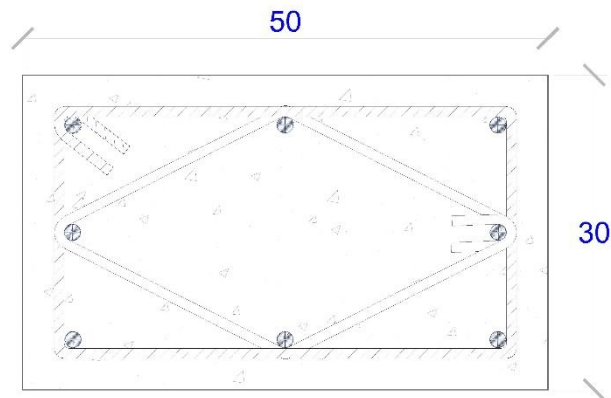
- **Área del acero.**

$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}$ se propondrán varillas del #5

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA H-2

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA I-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.27 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.27 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

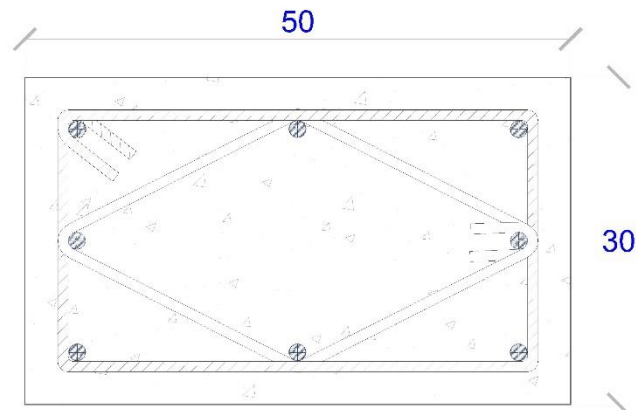
- **Área del acero.**

$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}$ se propondrán varillas del #5

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA I -2

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA J-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.27 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.39 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

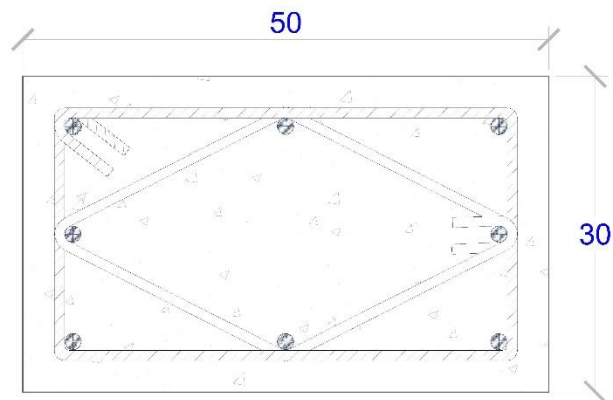
- **Área del acero.**

$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}$ se propondrán varillas del #5

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA J-2

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA K-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.21 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.45 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

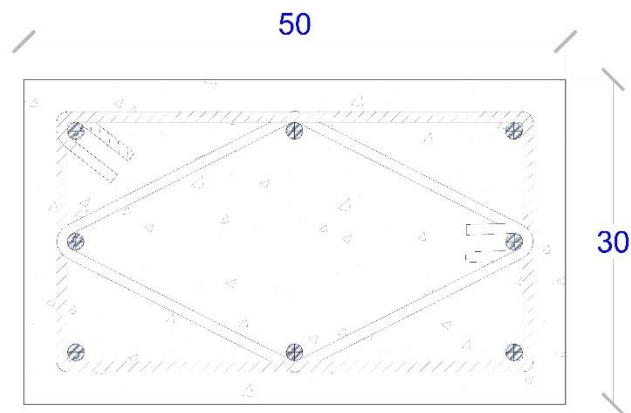
- Área del acero.

$A_s = e \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}$ se propondrán varillas del #5

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA K-2

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA L-2 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Elementos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 4.40 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.59 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{F_R * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

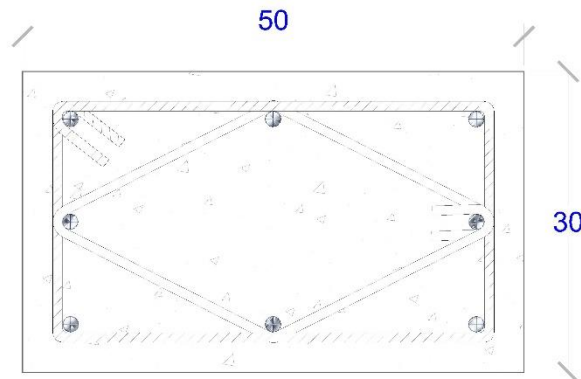
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA L-2

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA M-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.90$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 3.99 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.065 \text{ T-M}$$

- Valores constantes de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR * D^2 * f'_c} = 0.019$$

$$R = \frac{M_u}{FR * D^3 * f'_c} = 0.001$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.34$$

- Con diagramas de interacción:

$$q = 0.1$$

- Porcentaje de acero necesario:

$$e = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.004 \%$$

Por lo tanto, se usarán las expresiones de porcentaje de acero mínimo y máximo.

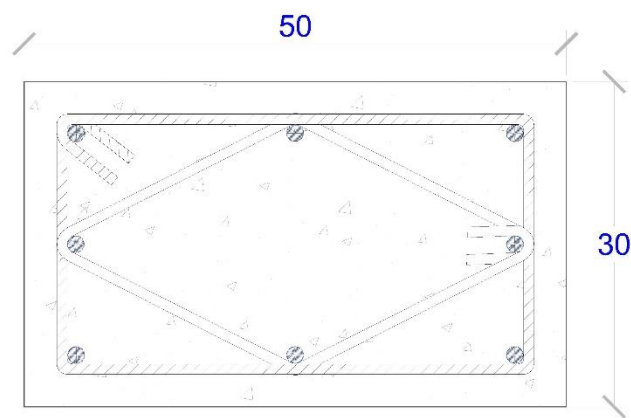
- Área del acero.

$$A_s = e * b * h = 15 \text{ cm} \quad \text{se propondrán varillas del \#5}$$

$$A_s = \frac{15}{1.99} = 7.53 \text{ piezas}$$

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA M-1

SECCION DE 30 x 50 cm
DE CONCRETO ARMADO
CON 8 VAR. #5
EST. #3 @ 7cm
EN LA ZONA DE
CONFINAMIENTO, (H/4).
EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA D-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 16.88 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 4.42 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 21.76 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la formula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Calculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$
$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Calculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$ex = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.38$$

$$P_{ux} = 77.520 \text{ Ton}$$

- Calculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.1$$

$$P_{uy} = 20.40 \text{ Ton}$$

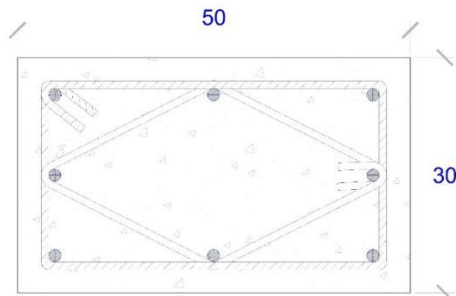
- Calculo de P_r .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 17.244 \text{ Ton} > 16.88 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA D-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA E-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 31.28 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.79 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 21.76 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresión Biaxial se determina con la fórmula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}}$$

- P_r es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- P_{ro} es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- P_{rx} es la carga de diseño en el eje X.
- P_{ry} es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_{ro} = Fr(f''c * A_c + A_s * F_y)$$

$$P_{ro} = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de P_{rx}

$$\frac{d}{b} = \frac{d - \text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.6$$

$$P_{ux} = 122.40 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.2$$

$$P_{uy} = 40.80 \text{ Ton}$$

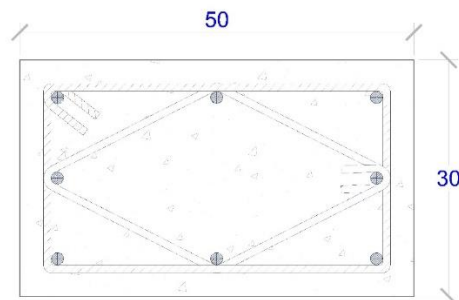
- Cálculo de P_r .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 34.01 \text{ Ton} > 31.28 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

8 varillas del #7 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA E-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #7
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA F-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 27.78 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.31 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 21.86 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a

Flexocompresion Biaxial se determina con la formula siguiente:

FÓRMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.

- Cálculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$ex = \frac{Mux}{Pu} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.51$$

$$Pux = 104.04 \text{ Ton}$$

- Calculo de Pry

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.22$$

$$P_{uy} = 44.88 \text{ Ton}$$

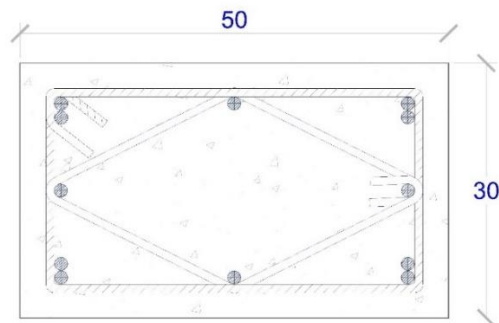
- Cálculo de Pro.

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 34.01 \text{ Ton} > 31.28 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

12 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA F-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 12 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA G-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 28.42 \text{ Ton}$$

Mux = 6.4 T-M

Muy = 2.08 T-M

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la fórmula siguiente:

FÓRMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Calculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$ex = \frac{Mux}{Pu} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.39$$

$$Pux = 79.56 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.79$$

$$P_{uy} = 161.160 \text{ Ton}$$

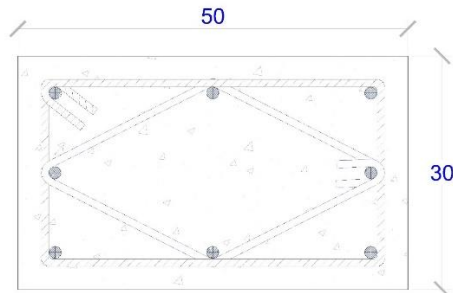
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 67.370 \text{ Ton} > 28.42 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

8 varillas del #5 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA F-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 12 VAR. #5
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA H-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 28.21 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.38 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 22.25 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresión Biaxial se determina con la fórmula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}}$$

- P_r es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- P_{ro} es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- P_{rx} es la carga de diseño en el eje X.
- P_{ry} es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_{ro} = F_r(f''c * A_c + A_s * F_y)$$
$$P_{ro} = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de P_{rx}

$$\frac{d}{b} = \frac{d - \text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.62$$

$$P_{ux} = 126.48 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.16$$

$$P_{uy} = 32.64 \text{ Ton}$$

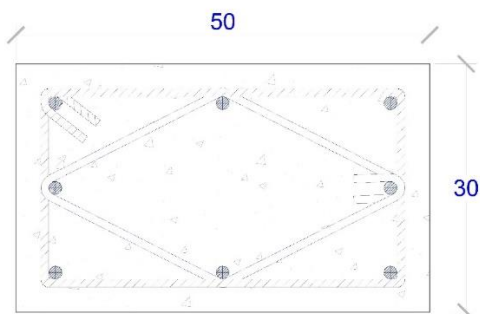
- Cálculo de P_{ro}

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 28.59 \text{ Ton} > 28.21 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

8 varillas del #6 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA H-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 8 VAR. #6
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA I-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 28.26 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.36 \text{ T- M}$$

$$M_{uy} = 22.4 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la formula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$ex = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.60$$

$$P_{ux} = 122.40 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.19$$

$$P_{uy} = 38.76 \text{ Ton}$$

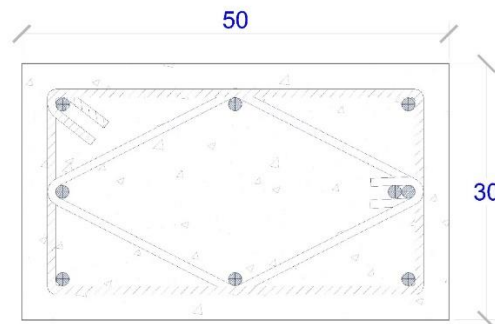
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 32.355 \text{ Ton} > 28.260 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

9 varillas del #7 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA I -1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 9 VAR. #7
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA J-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 28.80 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.50 \text{ T- M}$$

$$M_{uy} = 22.57 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la fórmula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.60$$

$$P_{ux} = 122.40 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.19$$

$$P_{uy} = 38.76 \text{ Ton}$$

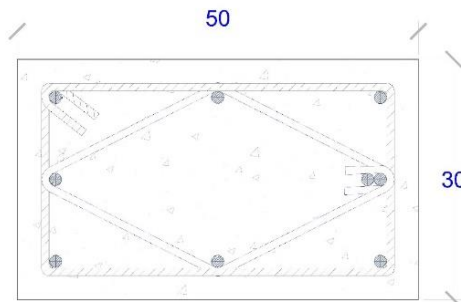
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 32.820 \text{ Ton} > 28.80 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

9 varillas del #7 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA J -1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 9 VAR. #6
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA K-1 CONDICIÓN MÁS CRÍTICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 29.83 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 6.11 \text{ T- M}$$

$$M_{uy} = 23.65 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la formula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.6$$

$$P_{ux} = 122.40 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.19$$

$$P_{uy} = 38.76 \text{ Ton}$$

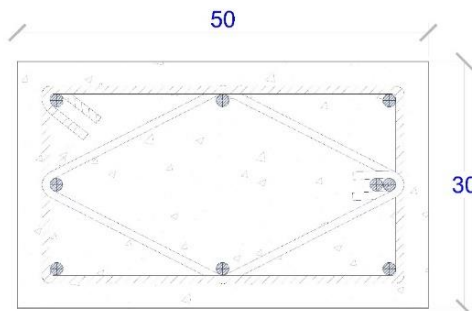
- Cálculo de P_{ro} .

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 32.820 \text{ Ton} > 29.83 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

9 varillas del #7 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNNA K-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 9 VAR. #7
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DISEÑO DE LA COLUMNA L-1 CONDICION MAS CRITICA.

- Datos geométricos de la sección geométrica de la columna.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 7.00 \text{ mts}$$

- Datos de materiales.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.8$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentajes de acero.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \sqrt{250} / f_y = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

- Momentos mecánicos de diseño.

Se extraen del análisis estructural elaborado mediante el modelado en programa SAP2000, los cuales, corresponden al valor más desfavorable de cada elemento estructural.

$$P_u = 19.60 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 8.43 \text{ T- M}$$

$$M_{uy} = 21.30 \text{ T-M}$$

Las N.T.C. de la Ciudad de México en su última edición, 2017 establece que el valor de diseño de elementos tipo Columnas que se encuentran sometidas a Flexocompresion Biaxial se determina con la formula siguiente:

FORMULA DE BRESLER:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$$

- Pr es la carga resistente a las cargas excéntricas en X y Y.
- Pro= es la carga axial de diseño suponiendo que las excentricidades equivalen a 0 ambas.
- Prx es la carga de diseño en el eje X.
- Pry es la carga de diseño en el eje Y.
- Cálculo de Pro.

$$Pro = Fr(f''c * Ac + As * Fy)$$

$$Pro = 254.40 \text{ ton}$$

- Cálculo de Prx

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$ex = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.26 \quad q = 0.247 \quad k = 0.35$$

$$P_{ux} = 71.40 \text{ Ton}$$

- Cálculo de P_{ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{d-\text{recubrimiento}}{b} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 1.29 \quad q = 0.247 \quad k = 0.13$$

$$P_{uy} = 26.52 \text{ Ton}$$

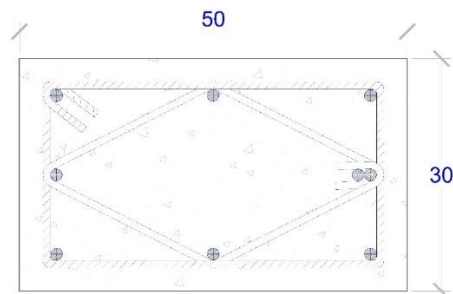
- Cálculo de P_{ro}

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}} = 32.820 \text{ Ton} > 29.83 \text{ Ton}$$

La resistencia de la columna resulta mayor que la carga actuante.

La columna se armará con:

9 varillas del #6 en el sentido longitudinal y estribos del #3 a cada 7 cm en la zona de confinamiento (60 cm de desplante) y 15cm en la zona de desarrollo.



COLUMNA L-1

SECCION DE 30 x 50 cm
 DE CONCRETO ARMADO
 CON 9 VAR. #6
 EST. #3 @ 7cm
 EN LA ZONA DE
 CONFINAMIENTO, (H/4).
 EST. #3 @ 15 cm EN LA ZONA
 DE DESARROLLO. (H/2).
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.9. Diseño de armaduras.

De acuerdo con Hibbeler (2012) una armadura es una estructura formada por múltiples elementos lineales de esbelta figura unidos en sus extremos, los cuales comparten y transmiten entre sí, esfuerzos, cargas y deformaciones con el objetivo de salvar claros muy considerables donde las estructuras de concreto resultan poco costeables y seguramente nulas.



Figura 5.30. La placa del centro en donde se unen los elementos lineales es conocida como “placa de empalme”

FUENTE: PROPIA.

Es muy común ver en las armaduras, que en la unión de los elementos se encuentren pernos, soldaduras o placas de empalme, estos son algunos de los métodos que comúnmente se usan para unir los elementos de los que se han hablado,

dichas juntas tienen un procedimiento de fabricación ya sea en campo o desde taller para su correcta ejecución. La más común es la placa de empalme, en la cual, se introduce una sección de los elementos de la armadura para posteriormente unirlos por medio de un cordel de soldadura como en el ejemplo de la figura 5.30.

Las armaduras planas o en un solo plano (X y Y) continuamente son vistas en las cubiertas de supermercados, cubiertas o puentes vehiculares, así como peatonales.

En el presente documento, se requirió de la ayuda de un programa informático; SAP2000 en su edición 22 que integra en sus filas los valores necesarios para un análisis de este tipo como el que especifica la NTC 2017 y el Manual de construcción de la CFE. Cabe resaltar que, para darle especial atención al diseño de las armaduras,

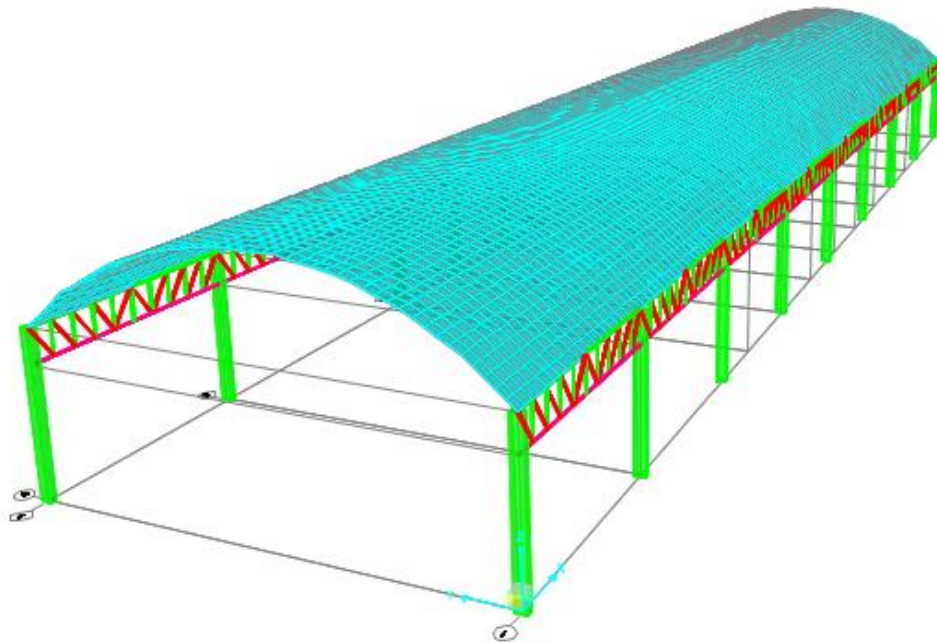


Figura 5.31. Vista general en 3D del sistema de cubierta, armaduras y columnas.

Fuente: Propia, SAP2000

se aislaron de forma independiente y se aplicaron las cargas previamente filtradas para mejorar la calidad de respuesta por parte del programa.

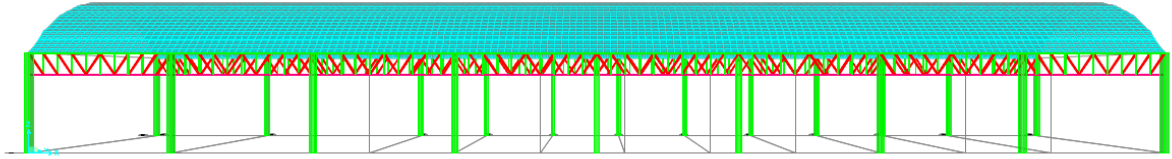


Figura 5.32. Alzado de la estructura, vista isométrica.

Fuente: Propia.

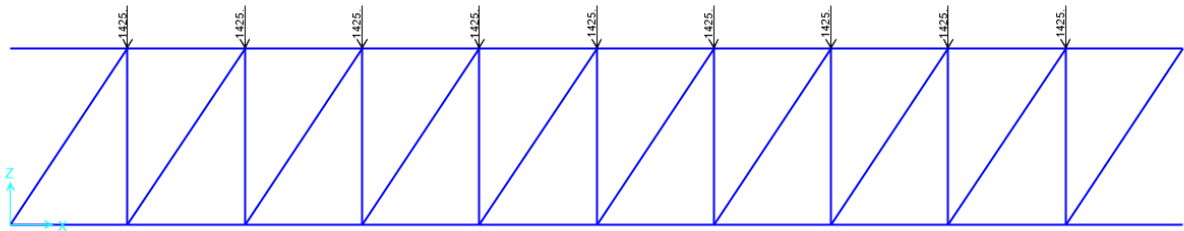


Figura 5.33. Diagrama de cuerpo libre de la armadura, con cargas aplicadas sobre los nudos.

Fuente: Propia.

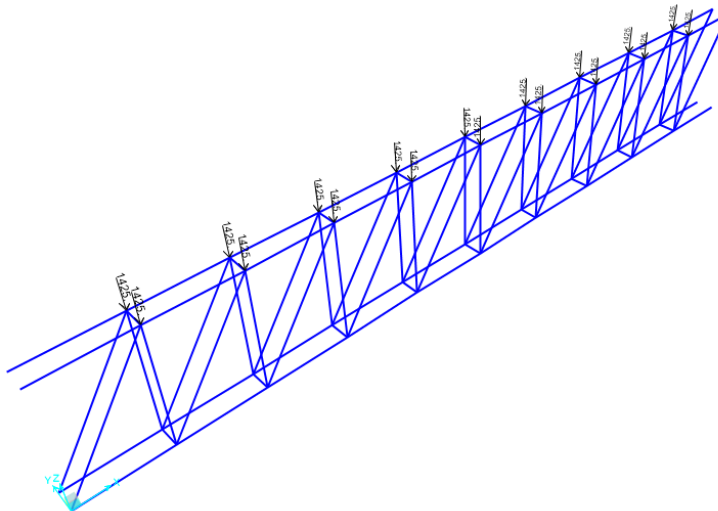


Figura 5.34. Imagen Isométrica de la propuesta de la trabe armadura.

Fuente: Propia.

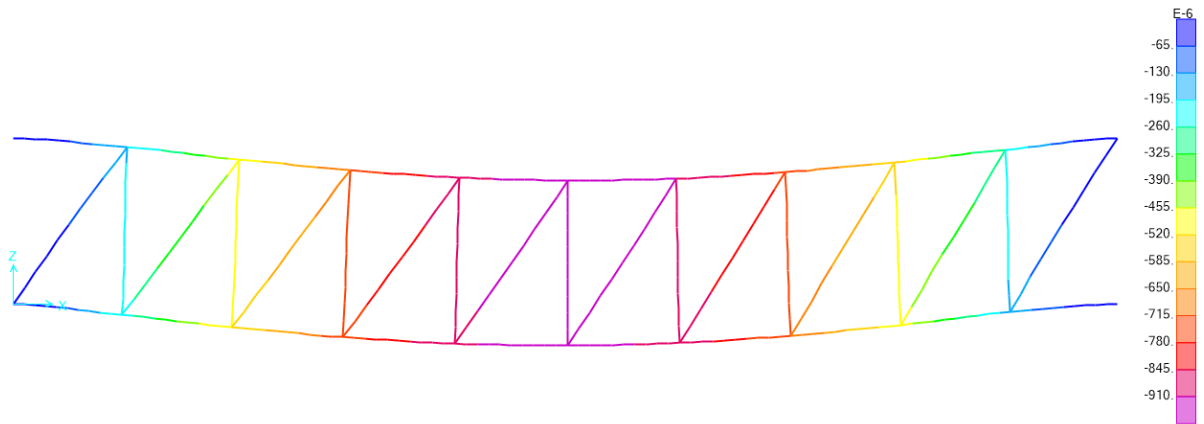


Figura 5.35 Deformación de la armadura, posterior a la carga aplicada.

Fuente: Propia.

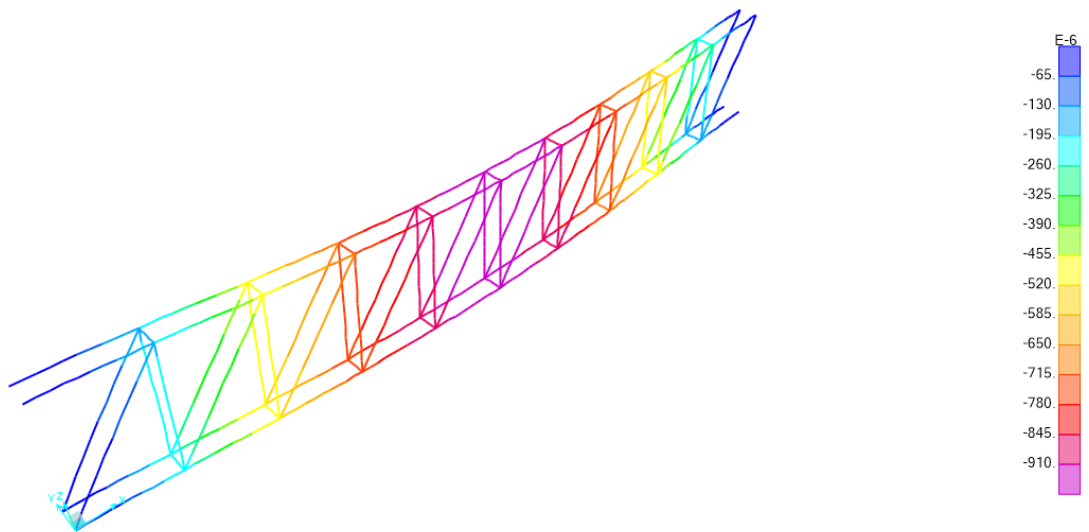


Figura 5.36 Vista Isométrica de la Trabe-Armadura.

Fuente: Propia.

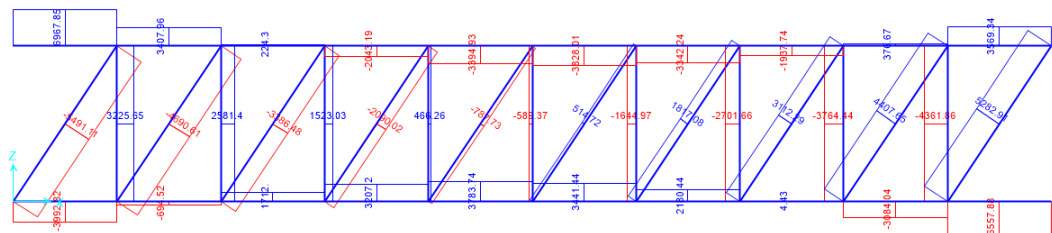


Figura 5.37 Valores de los elementos mecánicos de diseño de la trabe-armadura.

Fuente: Propia.

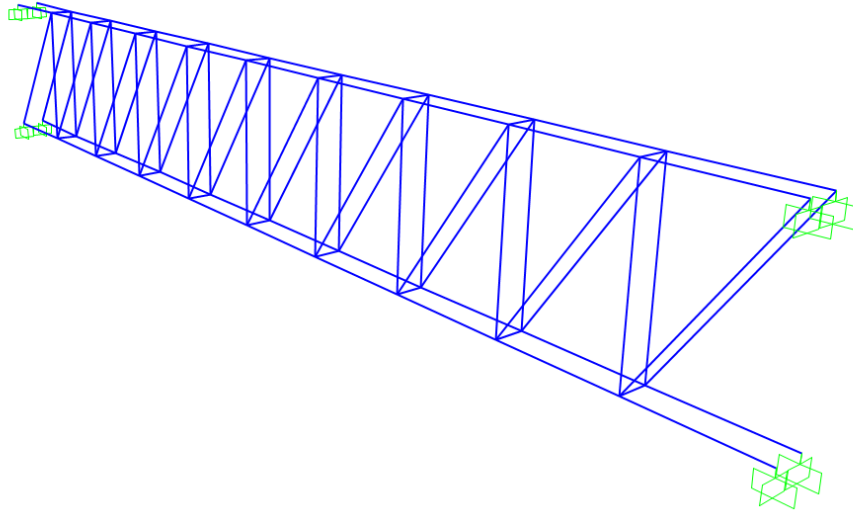


Figura 5.38 Vista Isométrica de la trabe-armadura y empotramientos a la columna.

Fuente: Propia.

5.9.1.- Diseño de los elementos.

El diseño que se plantea a continuación se hace estandarizando la solución para el elemento correspondiente de cada caso, atendiendo al valor máximo de cada sección.

Diseño de cuerda superior.

Compresión máxima obtenida por análisis estructural:

$$\textit{Compresion Maxima} = 6.97 \textit{ ton}$$

Propondremos un esfuerzo de compresión permisible.

$$F_{a_0} = 1,000 \textit{ kg/cm}^2$$

Área requerida:

$$A_{req.} = \frac{6,967.85 \text{ kg}}{1,000 \text{ kg/cm}^2} = 6.96 \text{ cm}^2$$

Propuesta de perfil:

PERFIL TUBULAR RECTANGULAR (P.T.R.)

Sección: 2" x 2"

Color: Blanco.

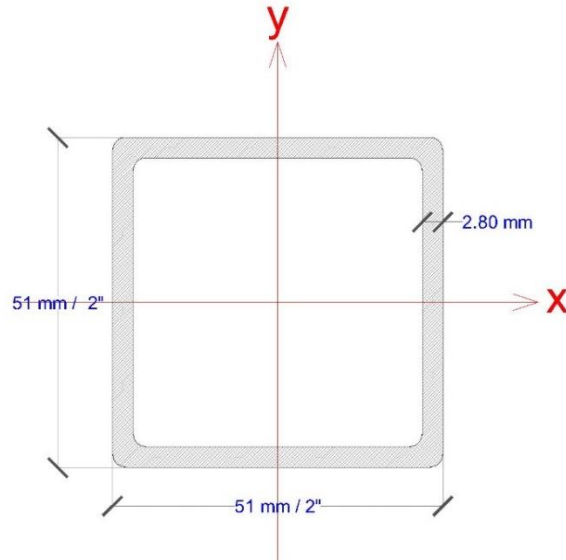
$A = 5.16 \text{ cm}^2$

$d = 51 \text{ mm}$

$b = 51 \text{ mm}$

$t = 2.8 \text{ mm}$

$r_x = r_y = 1.94$



Verificación de la relación de esbeltez.

$$KL/r = \frac{1.00 \times 100 \text{ cm}}{1.92} = 51.54 \text{ cm}^2$$

Verificación del pandeo local:

$$b/t = 51/2.8 = 18.21$$

De acuerdo con el reglamento de construcción del estado de Michoacán, artículo 324, sección de elementos en compresión el cual establece que para la verificación del pandeo local se recurra a la tabla; 322-I, en el apartado de elementos planos atiesados, elementos de sección cuadrada o rectangular huecas de espesor uniforme (caso 2); se debe atender que:

$$b/t \leq 2000 / \sqrt{f_y}$$

Atendiendo:

$$18.21 \leq 35.191 \text{ CASO A2}$$

Por lo tanto: No habrá pandeo local prematuro.

Relación de esbeltez crítica:

El Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán establece en su artículo 324 (miembros a compresión) versión A) (miembros cuyos elementos planos satisfacen las relaciones b/t indicadas en A_1, B_1, A_2, B_2 , de la tabla 322-I:

$$(324-1) \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad ; \quad \text{para } KL/r \geq (KL/r)_c$$

$$\text{en donde; } (KL/r)_c = \frac{6,340}{\sqrt{f_y}}$$

$$(324-2) \quad F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)^2} \right] f_y \quad ; \quad \text{para } KL/r \leq (KL/r)_c$$

Atendiendo a los límites establecidos, podemos deducir que:

$$(KL/r)_c = \frac{6,340}{\sqrt{f_y}} = \frac{6,340}{\sqrt{3,230}} = 111.555 \geq 51.54$$

Por lo tanto, se comprende que:

$$F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(51.54)^2}{2 * (111.555)^2} \right] * 3,230$$

$$F_a = 1,507.44 \text{ kg}$$

Presión correspondiente.

$$Pr = Ann * F_a$$

$$Pr = 5.16 \text{ cm}^2 * 1,507.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pr = 7,778.40 \text{ kg}$$

$$Pr = 7,778.40 \text{ kg/cm}^2 \geq Pd = 6,967.85 \text{ kg}$$

Revisando:

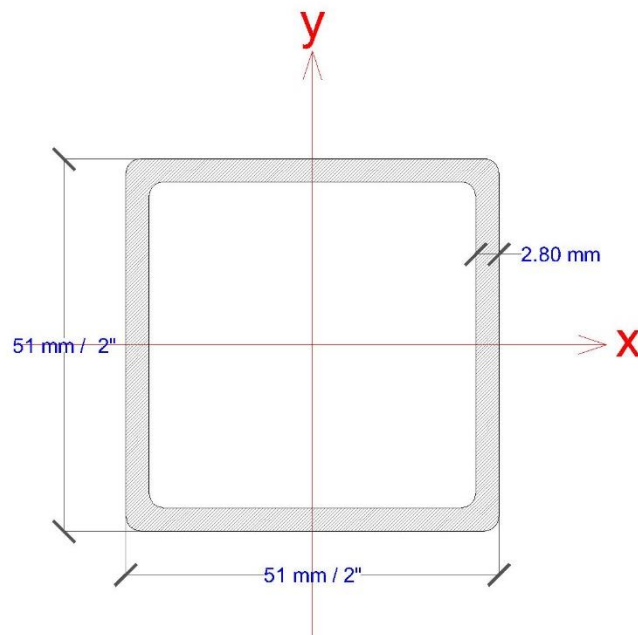
$$T = \left(\frac{7,778.40 \text{ kg/cm}^2}{6,967.85 \text{ kg/cm}^2} - 1 \right) * 100 = 11.62 \%$$

Por lo tanto: Se acepta el perfil. PTR Sección 2"x 2" color de identificación; Blanco.

Diseño de la cuerda inferior.

Tensión máxima obtenida en el análisis estructural:

$$\text{Tension maxima} = 3,783.74 \text{ kg}$$



Esfuerzo de tensión permisible:

$$F_t = 0.66 * f_y = 0.66 * 3,230 = 2,132 \text{ kg/cm}^2$$

Área de tensión requerida:

$$A_{req} = \frac{3,783.74 \text{ kg}}{2,132 \text{ kg/cm}^2} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Para no romper con la proporción estética de los elementos de la armadura, propondremos el mismo perfil tubular cuadrado de la cuerda superior.

Por lo tanto: Se acepta el perfil. PTR Sección 2"x 2" color de identificación; Blanco.

Diseño de la cuerda diagonal.

Compresión máxima obtenida en el análisis estructural:

Compresion maxima: 5,491.11 kg

Propongo un esfuerzo de compresión permisible de:

$$F_{b_{sup}} = 1,000 \text{ kg}$$

Área requerida:

$$\text{Area requerida: } \frac{5,491.11 \text{ kg}}{1,000 \text{ kg}} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Propuesta de perfil:

PERFIL TUBULAR RECTANGULAR. (P.T.R.)

Sección= 2" x 2"

Color= Verde.

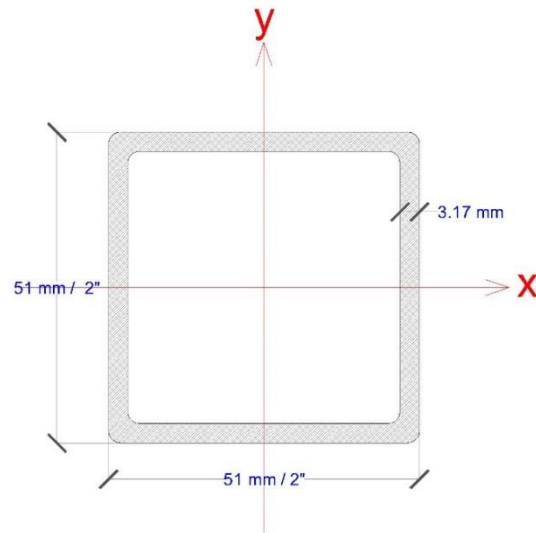
$$\text{Área} = 5.79 \text{ cm}^2$$

$$d = 51 \text{ mm}$$

$$b = 51 \text{ mm}$$

$$t = 3.17 \text{ mm}$$

$$r_x = r_y = 1.92$$



Verificación de la relación de esbeltez.

$$KL/r = \frac{1.00 \times 180 \text{ cm}}{1.92} = 93.75 \leq 200$$

Verificación del pandeo local:

$$b/t = 51/3.17 = 16.08 \leq 35.191 \text{ (caso A - 2)}$$

Por lo tanto: **NO ABRA PANDEO LOCAL PREMATURO.**

Relación de esbeltez crítica:

Atendiendo a lo mencionado líneas arriba:

$$(KL/r)_c = 111.555 \geq 93.75$$

Por lo tanto, corresponde el caso 324-2

$$F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(93.75)^2}{2 \times (111.555)^2} \right] \times 3,230 = 1,091.74 \text{ kg}$$

Presión correspondiente:

$$Pr = Ann \times F_a$$

$$Pr = 5.79 \text{ cm}^2 \times 1,091.74 \text{ kg}$$

$$Pr = 6,321.17 \text{ kg}$$

Revisando:

$$T = \left(\frac{6.32}{5.50} - 1 \right) \times 100 = 14.90 \%$$

Por lo tanto: Se acepta el perfil. PTR Sección 2"x 2" color de identificación; Verde.

Diseño de la cuerda montante.

Compresión máxima obtenida en el análisis estructural:

Compresión máxima: 4,361.86 kg

Propongo un esfuerzo de compresión permisible de:

$$F_{b_{sup}} = 1,000 \text{ kg}$$

Área requerida:

$$\text{Area requerida: } \frac{4,365.86 \text{ kg}}{1,000 \text{ kg/cm}^2} = 4.36 \text{ cm}^2$$

Propuesta de perfil:

PERFIL TUBULAR RECTANGULAR. (P.T.R.)

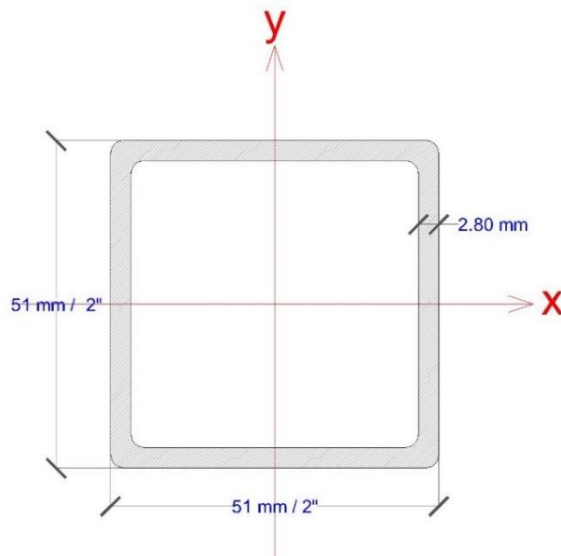
Sección = 2" x 2"

Color = Blanco

Área = 5.16 cm²

d = 51 mm

b = 51 mm



$$t = 2.79 \text{ mm}$$

$$r_x = r_y = 1.94$$

Verificación de la relación de esbeltez.

$$KL/r = \frac{1.00 \times 150 \text{ cm}}{1.94} = 77.32 \leq 200 \text{ cumple.}$$

Verificación de pandeo local:

$$b/t = 51/2.79 = 18.27 \leq 35.191 \text{ (caso A - 2)}$$

Por lo tanto: **NO HABRÁ PANDEO LOCAL PREMATURO.**

Relación de esbeltez crítica:

Atendiendo a lo mencionado líneas arriba:

$$(KL/r)_c = 111.555 \geq 77.32$$

Por lo tanto, corresponde el caso 324-2

$$F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(77.32)^2}{2 \times (111.555)^2} \right] \times 3,230 = 1,276.50 \text{ kg}$$

Presión correspondiente:

$$Pr = Ann \times F_a = 1,276.50 \text{ kg} \times 5.16 \text{ cm} = 6,586.72 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando:

$$T = \left(\frac{4.36 \text{ ton}}{6.58 \text{ ton}} - 1 \right) \times 100 = 33\% \text{ sobrada.}$$

Se acepta esta propuesta ya que el inmediato inferior quedara muy escaso.

Por lo tanto: Se acepta el perfil. PTR Sección 2"x 2" color de identificación; Blanco.

Resumen de Piezas:

Cuerdas superior e inferior:

P.T.R. 2" x 2" en color de identificación: BLANCO.

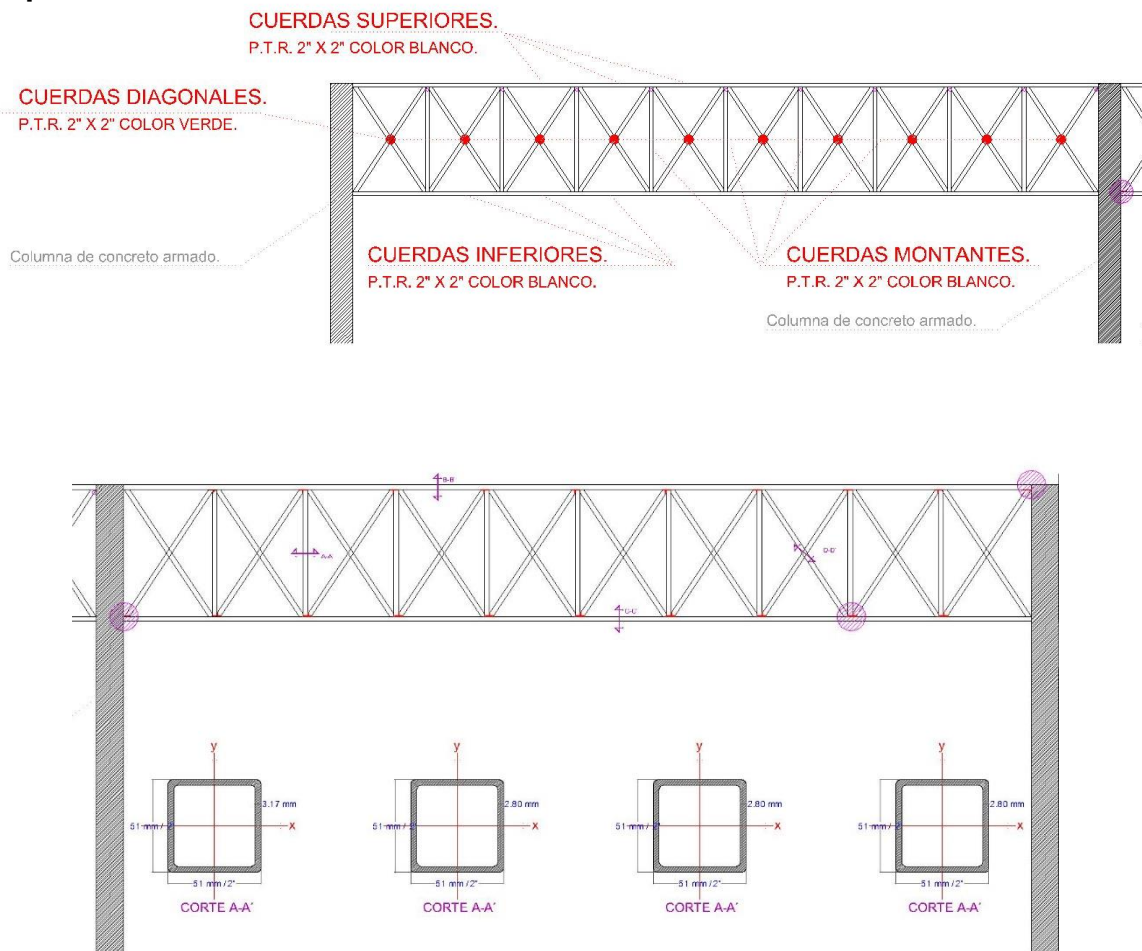
Cuerdas diagonales:

P.T.R. 2" x 2" en color de identificación: VERDE.

Cuerdas montantes:

P.T.R. 2" x 2" en color de identificación: BLANCO.

Croquis:



5.10 Diseño de zapatas de cimentación.

La cimentación o sub-estructura es la fase o el elemento en el que la estructura superficial transmite su energía al suelo; dicho de otra forma, si queremos estar de pie, necesitamos estar sobre suelo firme, no podemos mantenernos de pie sobre el agua o los sólidos suspendidos, para esto, es necesario que nuestros pies se encuentren en suelo firme, y así, la carga de las piernas dirija todo el peso sobre el suelo. La función de la cimentación es que la fuerza que se presenta en la base de la estructura de transmita adecuadamente al suelo en que esta apoyada. El diseño de las cimentaciones (porque toda estructura debe tener cimentación) es una disciplina que traslapa dos ciencias básicas del conocimiento y de la ingeniería civil, las cuales son: Las estructuras y la geotécnica; las estructuras debido a que, al ser un elemento que puede dimensionarse y construirse en concreto, así como dosificar la densidad de su concreto y el porcentaje de acero que la compone para soportar cargas, flexiones, cortantes, deformaciones y controlar su periodo de vida, la vuelve evidentemente parte del estudio de las estructuras de concreto armado, es decir, debe diseñarse con los mismos métodos o tal vez con distintos en circunstancias diferentes.

Una parte esencial del diseño constituye en pensarla de tal forma que el costo sea considerablemente racional, otra es considerar del lado de la geotécnica, cual estrato de suelo es el mas adecuado para transmitir las cargas de la cimentación y la estructura.

Según Meli (2018), uno de los factores mas importantes para definir el sistema más apropiado de cimentación, es la excavación, bombeo y compactación que puedan presentarse, también es importante tomar en cuenta la experiencia del equipo de

constructores, operadores y directores de la obra, así como la experiencia local del funcionamiento de distintos tipos de cimentación en la zona.

Existen 3 aspectos necesarios a tomar en cuenta en el diseño de una cimentación:

1. El análisis de suelo-cimentación-estructura.

Esto implica analizar y diseñar las cargas que la estructura ejercerá sobre el suelo, así como las deformaciones de las losas y trabes que compondrán la cimentación.

2. La capacidad de carga del suelo.

Esto se determina con un estudio de mecánica de suelos propio de un laboratorio de Geotecnia. Esto sirve para determinar tanto el hundimiento del suelo como lo ya mencionado, la capacidad de carga que no es otra cosa que la cifra exacta o aproximada de cuanto peso sostiene el suelo.

3. El dimensionamiento de los elementos de la cimentación.

Esto incluye la forma, el tamaño, el concreto, la densidad del concreto, el espesor del acero de refuerzo y el tipo de cimiento, así como los elementos necesarios para que esta desarrolle de forma correcta su trabajo.

El documento presente, pretende demostrar el proceso correcto del diseño de una cimentación en base a zapatas-aisladas-superficiales-doblemente armadas sometidas a carga axial y momento en ambos sentidos (y,x), las cuales sostienen columnas igualmente aisladas de sección (50cm x 30cm) antes mencionadas, con las cargas debidas en el análisis.

El método es de acuerdo con las NTC 2017 en rigor.

Diseño de zapatas aisladas rectangulares sometidas a compresión y momento.
(se utilizó el valor más desfavorable debido a que todos los resultados variaban en menos de un +/-3% de diferencia.

Datos:

$$Cx = 70 \text{ cm} \quad Cy = 50 \text{ cm}$$

$$qr = 16.5 \text{ t/m}^2 \quad \gamma = 1.40 \text{ t/m}^3 \quad Df = 1.50 \text{ mts}$$

Cargas:

CM+CV

$$P = 20.77 \text{ ton}$$

$$Mx = 5.53 \text{ t} - \text{m}$$

$$My = 3.20 \text{ t} - \text{m}$$

Sismo en X

$$Psx = 20 \text{ ton}$$

$$Msx = 12 \text{ t} - \text{m}$$

Sismo en Y

$$Psy = 12 \text{ ton}$$

$$Msy = 8 \text{ t} - \text{m}$$

Descarga total.

a). $-CM + CV$

$$PT = P + Peq + Ws$$

$$PT = 20.77 \text{ ton} + (1.5(5.53 \text{ t} - \text{m} + 3.20 \text{ t} - \text{m})) + (0.20(20.77 \text{ ton})) = 38.01 \text{ ton}$$

b). $-CM + CM + 30\% \text{Sismo en X} + \text{Sismo en Y}$.

$$PT = P' + Peq + Ws$$

$$P' = P + 0.3Psx + Psy$$

$$P' = 20.77 + (0.20(20)) + 12 = 38.77 \text{ ton}$$

$$Peq = 1.5(Mx + My + 0.3Msx + Msy)$$

$$Peq = 1.5(5.53 + 3.20 + (0.3(12) + 8) = 30.50 \text{ ton}$$

$$Ws = 0.20P' = 0.20(38.77) = 7.75 \text{ ton}$$

$$PT = 30.77 + 30.50 + 7.75 = 77.02 \text{ ton}$$

$$Peq = CM + CV + \text{Sismo en X} + 30\% \text{Sismo en Y}$$

$$P = P + Psx + 0.30Psy$$

$$P = 20.77 + 20 + (0.30(12)) = 44.37 \text{ ton}$$

$$Peq = 1.50(Mx + My + Msx + 0.30Msy)$$

$$Peq = 1.50(5.53 + 3.20 + 12 + (0.3(8.00))) = 34.70 \text{ ton}$$

$$Ws = 0.2P = 8.87 \text{ ton}$$

$$Pt = 44.37 + 34.70 + 8.87 = 87.94 \text{ ton} \quad \leftarrow \text{RIGE.}$$

Dimensionamiento.

Se recomienda la siguiente fórmula:

$$q_{rs} = 1.33q_r = 0.33 \times 16.5 \text{ t/m}^2 = 21.95 \text{ t/m}^2$$

$$Az = \frac{P_T}{q_{rs}} = \frac{8.87 \text{ ton}}{21.94 \text{ t/m}^2} = 4.00 \text{ m}^2$$

Se propondrá una zapata rectangular debido a la desigualdad de valores en los momentos.

$$\frac{L}{B} = \frac{Cx}{Cy} = \frac{70 \text{ cm}}{50 \text{ cm}} = \frac{0.70}{0.50} = 1.40$$

$$L = 1.40B$$

$$BL = 4.00m^2$$

$$B(1.40B) = 4.00m^2$$

$$1.40B^2 = 4.00m^2$$

$$B = \sqrt{4.00/1.40}$$

$$B = 1.69 \text{ mts}$$

$$L = 1.4B = 1.4(1.69) = 2.36\text{mts}$$

$$L = 2.40 \text{ mts}$$

$$B = 1.70 \text{ mst}$$

2.- Revisión de presión en el terreno.

Se tiene que cumplir que:

$$q_{rs} = \frac{P' + W_s}{B'L'}$$

Donde: $B' - 2ex$

$L' - 2ey$

Calculo de excentricidades:

$$ex = M_x/P = \frac{M_x + M_y}{P' + W_s} = \frac{5.53 + 12.00}{44.37 + 8.87} = \frac{17.53}{53.24} = 0.33$$

$$ey = M_y/P = \frac{M_y + M_{sy}}{P' + W_s} = \frac{3.20 + 8.00}{44.37 + 8.87} = \frac{11.20}{53.24} = 0.21$$

$$ex = 0.33 \quad ; \quad ey = 0.21$$

Sustituyendo:

$$L' = 2.40 - 2(0.30) = 1.80$$

$$B' = 1.70 - 2(0.21) = 1.28$$

Revisando la presión sobre el terreno:

$$\frac{P' + W_s}{B' + L'} = \frac{44.37 + 8.87}{1.28 \times 1.80} = \frac{53.24}{2.31} = 23.04 \text{ t/m}^2$$

$$q_{rs} = 23.04 \text{ t/m}^2 \geq 21.95 \text{ t/m}^2$$

por lo tanto, se propondra un aumento en las dimenciones de la zapata.

Propongo: $L = 2.50 \text{ mts}$; $B = 1.80 \text{ mts}$

$$L' = 2.50 - 2(0.30) = 1.90 \text{ mts}$$

$$B' = 1.80 - 2(0.21) = 1.38 \text{ mts}$$

Revisión la presión sobre el terreno:

$$\frac{P' + W_s}{B'L'} = \frac{44.37 + 8.87}{1.58 \times 1.90} = \frac{53.24 \text{ t}}{3.00 \text{ mts}} = 20.32 \text{ t/m}^2$$

$$q_{rs} = 21.95 \geq 20.32$$

El valor de la capacidad de carga es mayor a la presion sobre el terreno, por lo tanto, las dimenciones propuestas son viables.

4.- Presiones de diseño.

$$q_{nu} = Fc \frac{P'}{B'L'}$$

$$1.1 \frac{44.37}{1.38 \times 1.90} = \frac{44.37}{2.63} = 18.55 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{nu} = 18.55 \text{ ton/m}^2 ; q_{nu} = 1.855 \text{ kg/cm}^2$$

5.- Peralte por cortante como viga ancha.

$$d \geq \frac{q_{nu} \times l}{V_{CR} + q_{nu}}$$

Longitud:

$$l \geq \begin{cases} lx = L - C_x/2 = 2.50 - 0.70/2 = 0.90 \\ ly = L - C_y/2 = 1.8 - 0.50/2 = 0.65 \\ lx = 0.90 \text{ cm} ; ly: 0.65\text{cm} \end{cases}$$

Proponiendo: $f'c: 200 \text{ kg/cm}^2$

$$V_{CR} = 0.5F_R\sqrt{f'c} = 0.5(0.8) * \sqrt{160} ; V_{CR} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo para calcular el peralte:

$$d \geq \frac{q_{nu}l}{V_{CR} + q_{nu}} = \frac{1.855(100)}{5.06 + 1.855} = \frac{185.50}{6.92} = 26.80 \text{ cm}$$

6.- Peralte por penetración.

Se aplica la fórmula:

$$(q_{nu} + 4V_{CR})d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_x + C_y)]d + q_{nu}C_xC_y - F_cP = 0$$

En donde V_{CR} :

$$V_{CR} \begin{cases} F_R \sqrt{f^* c} \\ F_R (0.5 + C_1/C_2) \sqrt{f^* c} \end{cases}$$

$FR = 0.7$; Para cargas accidentales.

$$V_{CR_1} = 0.7 \sqrt{160} = 8.85 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow \text{RIGE.}$$

$$V_{CR_2} = 0.7 (0.5 + 50/70) \sqrt{160} = 10.75 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo:

$$[1.855 + 4(8.85)]d^2 + [1.855 + (2 * 8.85) * (70 + 50)]d + [1.855 * (50 * 70)] - [1.1(44,370)] = 0$$

La ecuación cuadrática se resuelve con la fórmula general del algebra:

$$\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\frac{-2,125.77 \pm \sqrt{2,125.77^2 - 4(37.17)(-42.60)}}{2(37.17)}$$

$$\frac{-2,125.77 + \sqrt{4,518,989.10 + 6,333,768.00}}{74.34}$$

$$\frac{-2,125.77 + \sqrt{10,852,666.10}}{74.34}$$

$$\frac{-2,125.77 + 3,294.33}{74.34}$$

$$X_1 = \frac{1,168.56}{74.34}$$

$$X_1 = 15.72$$

$$X_2 = \frac{-2,125.77 - 3,294.33}{74.34}$$

$$X_2 = \frac{-5,420.10}{74.34}$$

$$X_2 = -72.91$$

$$d = 15.72 \text{ cm} + 10 \text{ cm (por carga accidental)}$$

$$d_1 = 25.70 \text{ cm} \quad \text{RIGE}$$

$$d_2 = -72.91 \text{ cm}$$

Para verificar si existe transmisión de momento en dirección "X".

$$M_{ux} = Fc * Mx$$

$$Mux = 1.1(5.53t - m + 12t - m)$$

$$Mux = 1.1(17.53t - m)$$

$$Mux = 19.29 t - m$$

Revisión por cortante:

$$V_u = Fc * P - Af - q_{nu}$$

$$V_u = 1.1(44.37) - Af(1.855)$$

$$Af = (Cx + d)(Cy + d)$$

$$Af = (70 + 35)(50 + 35) = 8,925 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 1.1(44,370) - (8,925 * 1.855) = 32,181.825 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión:

$$M_{ux} \geq 0.2V_u d$$

$$1,929,000 \geq 0.2(32,181.825)(35)$$

$$1,929,000 \geq 230,776.91$$

La revision de momento en X es mayor que el esfuerzo cortante, por lo tanto, CUMPLEN las dimensiones propuestas.

Para verificar si existe transmisión de momento en dirección "Y".

$$M_{uy} = F_c * M_y$$

$$M_{uy} = 1.1(3.20 + 8.00)$$

$$M_{uy} = 1.1(11.20) = 12.32$$

$$1,232,000 \text{ kg/cm}^2 \geq 230,776.91 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta.

Cuando hay transferencia de momentos en X y en Y:

$$V_u = \frac{V_u}{b * d} + \frac{\alpha_x * M_{UX} * C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{\alpha_Y * M_{uy} * C_{CD}}{J_{CY}}$$

$$b_0 = (C_x + C_y + 2d) * 2$$

$$b_0 = (50 + 70 + (2 * 35)) * 2 = 380 \text{ cm}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_x + d}{C_y + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{70 + 35}{50 + 35}}} = 0.42$$

$$a_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_Y + d}{C_X + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{50 + 35}{70 + 35}}} = 0.38$$

$$C_{AB} = \frac{C_X + d}{2} = \frac{70 + 35}{2} = 52.5 \text{ cm}$$

$$C_{CD} = \frac{C_Y + d}{2} = \frac{50 + 35}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

Sustituyendo:

$$J_{CX} = \frac{d(C_X + d)^3}{6} + \frac{(C_X + d)d^3}{6} + \frac{d(C_Y + d)(C_X + d)^2}{2}$$

$$J_{CX} = \frac{35(70 + 35)^3}{6} + \frac{(70 + 35)(35)^3}{6} + \frac{35(50 + 35)(70 + 35)^2}{2} = 23,902,812.50 \text{ cm}^4$$

$$J_{CY} = \frac{d(C_Y + d)^3}{6} + \frac{(C_Y + d)d^3}{6} + \frac{d(C_X + d)(C_Y + d)^2}{2}$$

$$J_{CY} = \frac{35(50 + 35)^3}{6} + \frac{(50 + 35)(35)^3}{6} + \frac{35(70 + 35)(50 + 35)^2}{2} = 17,465,728.16 \text{ cm}^4$$

$$V_u = \frac{V_u}{b_0 d} + \frac{a_x * M_{ux} * C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{a_y * M_{uy} * C_{CD}}{J_{CY}}$$

$$V_u = \frac{32,968.13}{380 * 35} + \frac{(0.38) * (1,924,000)(42.50)}{17,465,729.17} + \frac{0.42(1,232,000) * (52.50)}{23,173,937.50} = 5.43 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando:

$$V_{CR} = 8.85 \text{ kg/cm}^2 \geq 5.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = \left(1 - \frac{5.43}{8.85}\right) * 100 = 38\%$$

El diseño cumple dado que la carga de la zapata está excedida en un 38%.

Diseño por flexión.

$$M_u = \frac{q_{nu} * b * l^2}{2}$$

$$l = \frac{2.4-0.70}{2} = 0.85 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm (ancho unitario)} \quad ; \quad q_{nu} = 1.855 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = \frac{(1.855) * (100) * (75)^2}{2} = 499,218.75 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía de acero.

Porcentaje de acero necesario:

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{F_R * b * d^2 * f'_c}} \right]$$

$$\rho = \frac{136}{4,200} \left[1 - \sqrt{\frac{2 * (499,218.75)}{(0.9) * (100) * (35)^2 * (136)}} \right] = 0.024285$$

$$\rho_{nec} = 0.024285$$

Porcentaje de acero mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{200}}{4,200}$$

$$\rho_{min} = 0.00235$$

Se usará el acero minimo $\rho_{min} = 0.00235$

Área del acero.

$$a_s = \rho b d = 0.00235 * 100 * 35 = 8.225 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_s = 8.225 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

No. de varillas.

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s}$$

Se propone varilla del #4; $a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100(1.27)}{8.225} = 15.44 \text{ cm}$$

SE USARÁ VARILLA #4 @ 15 CM DE SEPARACIÓN C. A. C.

Acero por temperatura:

$$a_{st} = \frac{600X_1}{(fy * 100) + X_1} * 1.5 \quad X_1 = 70 \text{ cm}$$

$$a_{st} = \frac{660(70)(100)}{4,200 * 100 + 70} * 1.5$$

$$a_{st} = 9.70 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

No. de varillas.

Se propone: var.#4 $a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S_{st} = \frac{100a_0}{A_{st}}$$

$$S_{st} = \frac{100 * (1.27)}{9.70}$$

$$S_{st} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

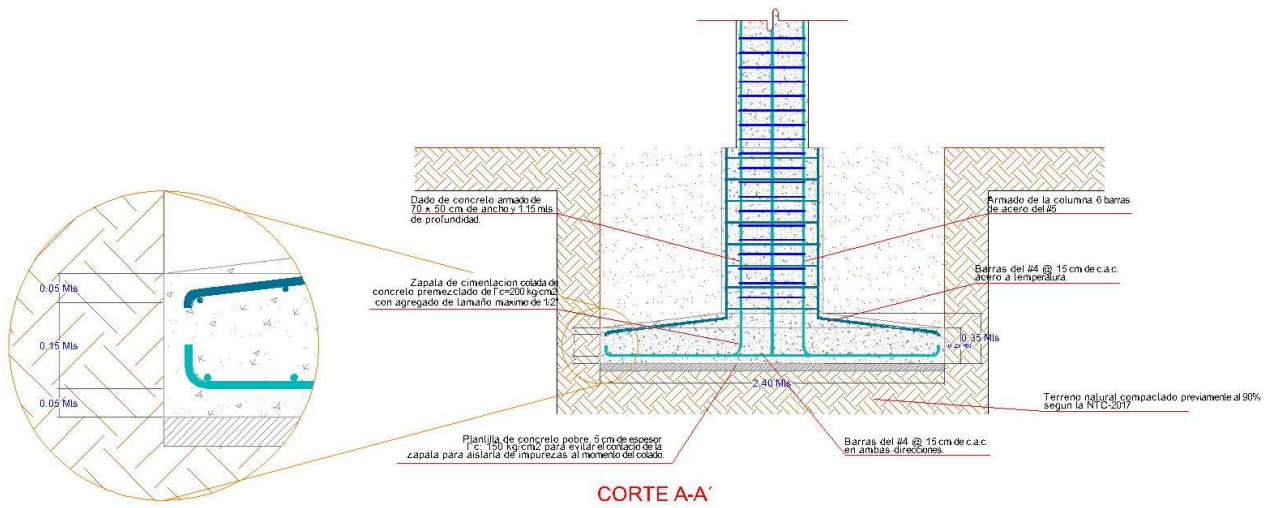
SE USARÁ VARILLA DEL #4 @ 15 CM DE C. A. C. EN AMBOS SENTIDOS.

Economía del concreto:

$$\text{Dobles: } 12db = 12 * 1.27 = 15.24\text{cm}$$

Dobles: 15 cm

CROQUIZ DE ARMADO:



CONCLUSIONES

El objetivo general de la presente tesis es cubrir la necesidad del diseño estructural de una nave industrial en la ciudad de Uruapan, Michoacán, México y asegurar mediante el análisis estructural la conducta de la edificación en interacción con las distintas acciones a las que se encuentra expuesta, los cuales, podrían llevar a la estructura a su estado limite, por lo que se realizó un análisis de cargas y un análisis por viento, omitiendo de esta forma el sismo, ya que, como fue mencionado anteriormente el viento representa un riesgo mayor en este tipo de edificaciones, en base a esto, se obtuvieron las dimensiones necesarias y proporciones adecuadas para el correcto funcionamiento de cada elemento que conforma la estructura y así, garantizar la vida prolongada de la edificación, así como el desempeño correcto ante la carga de cualquiera de las acciones antes mencionadas.

Los objetivos particulares que se cubrieron al realizar el criterio y el cálculo estructural fueron: aplicar el proceso de análisis estructural en base a la cuantificación de las acciones correspondientes a la zona y solicitaciones del proyecto para con ello, conocer sus valores o elementos mecánicos de diseño, necesarios para hacer el correcto diseño estructural de todos los elementos que conforman la estructura de la nave industrial, la cual debe ofrecer a los usuarios alta seguridad y buen desempeño en su continuo uso, así como la cantidad optima y necesaria de los materiales que requiere la obra, de esta forma, se obtuvo una forma clara y sintetizada de la importancia del análisis y calculo estructural.

Se llevo a cabo el análisis de cargas de los materiales de la nave industrial, como es el peso de la cubierta, el peso de las luminarias, el sistema de carga y descarga de la grúa viajera, así como la reacción vectorial en las placas base y conexiones de la cubierta de arco techo sobre el sistema estructural de columnas de concreto, así como el peso propio de las columnas para obtener una carga total de la estructura y a su vez, hacer una propuesta de cimentación de zapatas aisladas sometidas a flexión y carga axial.

Respecto al diseño del sistema de arco techo, se llevó a cabo en base a lo recomendado por los fabricantes y distribuidores de dicho sistema dentro de la República Mexicana, incluyendo sobre la superficie de esta un empuje por viento, el cual no influye en su diseño, pero si en las cargas que esta misma ejerce sobre el sistema de columnas de soporte. Se opto por un sistema de placas base y anclajes en las columnas para mantener la cubierta en su lugar y la estructura posea la capacidad de recibir la carga. La cubierta dio como resultado una lámina calibre .22 preesforzada con maquina roladora para moldear su figura de semicírculo y un peralte de 20 centímetros con una sección de 61 centímetros a forma de trapecio para formar un conjunto de elementos atiesados, esto debido a la zona eólica catalogada con el No.5 por el mapa de velocidades eólicas de la República Mexicana proporcionada por la Comisión Federal de Electricidad, la cual establece que en dicha zona los vientos predominan entre 80 km/hr a 120 km/hr, es de esta manera que se opta por la opción más desfavorable, otorgando así a la planeación de proyecto un factor de seguridad más alto en el uso de esta y ante la interacción con la acción del empuje del viento.

El análisis estructural, se realizó incluyendo las cargas por viento antes mencionadas en función de barlovento y sotavento en sus respectivas áreas, y en ambas direcciones. El modelo matemático de la estructura se realizó en el programa informático SAP2000 V.22 para determinar los esfuerzos cortantes, los momentos flectores, la torsión y deformación de cada elemento obtenidas con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, las cuales establecen que la estructura pertenece al Grupo B y para las cuales solicita una factorización de 1.3 para cargas muertas totales y 1.5 para las cargas vivas y elementos accidentales.

Las placas base se diseñaron en base de acero A-36 al igual que las anclas, las dimensiones de dicha placa corresponden a 50 centímetros del lado largo por 30 centímetros del lado corto y un espesor de 5/8 de pulgada, cubriendo el cien por ciento de la superficie de trabajo de la columna, dichas placas trabajan en juego con un conjunto de 6 espárragos de tres cuartos de pulgada ahogados en el concreto de la columna con una longitud de 75 centímetros para cumplir con lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Se obtuvieron así, los valores de los esfuerzos en las columnas, que en algunos casos se diseñaron con ménsulas de concreto armado para la sollicitación de la grúa viajera, siendo estas las de menor seguridad debido a su gran esfuerzo, las cuales fueron índice indispensable en la presente investigación que concluye que la mejor opción para el diseño homogéneo del sistema de columnas es de una geometría de 50 cm en su lado largo y 30 cm en su lado corto con el eje de inercia predispuesto en el lado débil de la estructura, las cuales fueron diseñadas una a una siendo las de

valores menos favorables armadas con 6 varillas del número 7 y estribos fabricados en varilla del número 3 a una separación de 10 cm en la zona de confinamiento y 15 en su zona de desarrollo y las que representen un menor valor mecánico de diseño un armado de 8 varillas del número 5 y un confinamiento con varillas del número 3 en 15 cm de separación en su zona de confinamiento.

De la misma manera, el sistema de armaduras se conforma con un conjunto de trabe – armadura compuesta de 2 piezas encontradas para aminorar el peralte de la misma y aumentar la rigidez en la estructura de acero que resiste la deflexión de la cubierta en los claros entre cada columna, la cual, al trabajar de forma sistémica en un conjunto doble arroja en el análisis estructura los valores que pueden solucionarse con perfiles de P.T.R. de dos pulgadas que se identifica en el catálogo de perfiles estructurales con el color blanco (P.T.R. 2"x2", BLANCO) en los elementos de la cuerda inferior y cuerda superior, así como el perfil P.T.R. de dos pulgadas en ambos sentidos en color de identificación verde (P.T.R. 2"x2", VERDE) en los elementos diagonales de las armaduras y una sección P.T.R. de igual dos por dos pulgadas en color de identificación blanco (P.T.R. 2"x2", BLANCO) para los elementos de portantes.

Se obtuvo como resultado del análisis a flexocompresión biaxial para el diseño de vigas de acero que recibirán una grúa viajera prefabricada, dicha viga fue diseñada con bajo el criterio de esfuerzos permisibles de acuerdo con lo establecido en el Reglamento De Construcciones del Estado de Michoacán. La viga en cuestión resulto correspondiente a la sección de perfil I.P.R. de 18 pulgadas de peralte por 8 pulgadas y tres cuartos de sección corta de un peso de 104.30 kg/ml (I.P.R. 18" x 8 - 3/4" w=104.30 kg/ml) en combinación con un perfil C.P.S. de 12 pulgadas de peralte de un

peso de 37.20 kg/ml (C.P.S. 12" W=37.20 kg/ml) obteniendo un peso total de 141.50 kg/ml conforme al análisis y el diseño correspondiente al Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Uno de los hallazgos en el proceso de análisis y diseño estructural, es que en medida de la carga por viento los extremos de la estructura de arco techo ejercían mayor esfuerzo sobre las columnas produciendo en estas un esfuerzo de deformación que se puede prever únicamente observando los esfuerzos, se desconocía la cantidad de esfuerzo entre estas uniones y la importancia de una geometría adecuada para satisfacer las solicitaciones de la cubierta, es por ello indispensable que la propuesta estructural pase por un minucioso estudio de análisis estructural ya que de no ser así, se desconocería esta constante deformación en los elementos de soporte de cualquier tipo que pueden disminuir la vida útil del elemento portante sea cual sea el material.

El diseño de la estructura se realizó objetivamente, esto quiere decir que no se influyó en los valores obtenidos durante el debido proceso ni tampoco persona ajena a la presente investigación obtuvo injerencia en los resultados del análisis y diseño estructural. La memoria de cálculo y los planos estructurales se revisaron con detenimiento y minuciosa labor con el fin de que la revisión del diseño y la construcción sean amigables a usuarios.

El objetivo general del presente documento de investigación se cumple con claridad llegando a la respuesta buscada en la jornada de dicha tesis, objetivos cuales fueron mencionados con anterioridad.

BIBLIOGRAFÍA.

- Arnal Simón, y Betancourt Suárez Max. (2011)
Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
Ed. Trillas, México.
- Beaufail, Fred W. (1977)
Análisis Estructural.
Ed. Prentice/Hall internacional. Colombia.
- Beer Ferdinand P. y Johnston Jr. E. Rusell. (2010)
Mecánica vectorial para Ingenieros.
Ed. McGrawHill, México.
- Gallo Ortiz, Gabriel y Cols. (2011).
Diseño estructural de cada habitación.
Ed. McGrawHill, México.
- Harari Yuval, Noah. (2019)
De animales a dioses.
Ed. Debate, México.
- Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2010)
Metodología de la investigación.
Ed. McGrawHill, México.

- Hibbeler R. C. (2012)
Análisis estructural
Ed. Pearson, México.
- Luna Esquivel, Diego Juvenal. (2014)
Diseño estructural en acero para una nave industrial en un empaque de aguacate en Uruapan, Michoacán.
Tesis inédita de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. de la ciudad de Uruapan, Michoacán, México.
- Leet Kenneth y Uang Chia Ming (2006)
Fundamentos de análisis estructural.
Ed. McGrawHill, México.
- McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen. (2012)
Diseño de estructuras de acero.
Ed. Alfaomega, México.
- McCormac, Jack C. y Brown, Russell H. (2017)
Diseño de concreto reforzado.
Ed. Alfaomega, México.
- Meli Piralla, Roberto. (2018)

Diseño estructural.

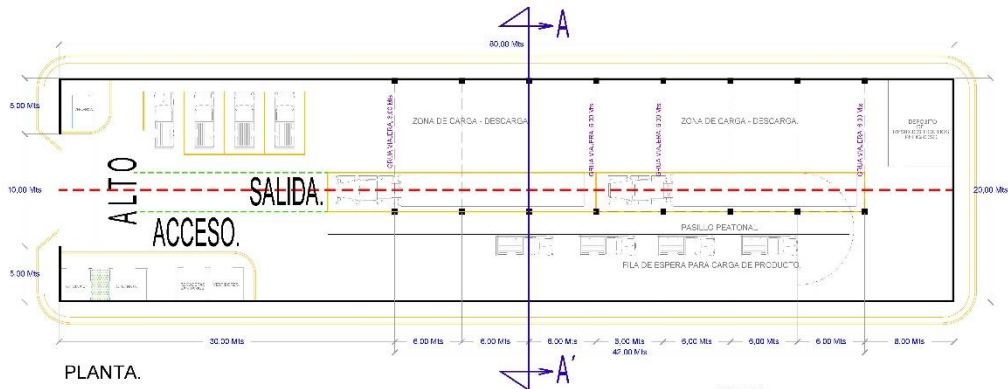
Ed. Limusa, México.

- Mena Hernández, Ulises. (2008)
Manual de Diseño de Obras Civiles.
C.F.E. México.
- Tavera Montiel, Fernández y Moreno Gonzales, Jorge.
Manual de diseño.
Ed. Universitaria, México.
- Uang Chia Ming y Leet, Kenneth. (2006)
Fundamentos de análisis estructural.
Ed. McGrawHill, México.
- Vargas Jurado, Raúl. (2012)
Diseño estructural de un teatro en la colonia la mora de la ciudad de Uruapan,
Michoacán.
Tesis inédita de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.
C. de la ciudad de Uruapan, Michoacán, México.

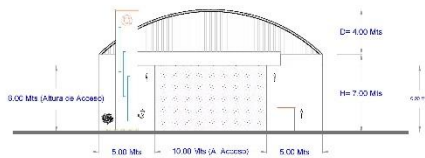
CIBERGRAFIA.

- Comisión Federal de Electricidad. (2008)
Manual de obras Civiles, Diseño por sismo (México).
- Reglamento de Construcciones de la ciudad de México (2017).
- <http://maps.google.com.mx>
- <http://dle.rae.es./reglamento>
- <http://urumich.mx.tripod.com/page3.html>
- [http://es.wikipedia.org/wiki/uruapan_\(municipio\)](http://es.wikipedia.org/wiki/uruapan_(municipio))
- <http://www.google.com.mx/map>
- <http://civilgeeks.com/2015/01/21/sistema-de-un-grado-de-libertad-amortiguacion-critica-sobreamortiguacion-subamortiguacion-david-ortiz-esia-uz-ipn/>
- Manual de construcción de cubiertas GALVACRO
- http://distritofederal.quebarato.com.mx/gustavo-a-madero/albercas-con-arcotecho-bodegas-con-arcotecho-escuelas-con-arcotecho__9A3292.html

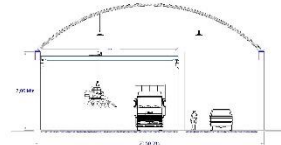
ANEXOS



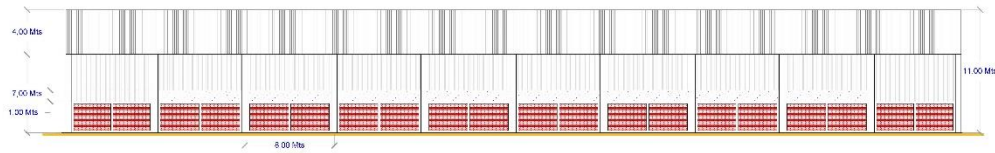
PLANTA.



ALZADO TRANSVERSAL.



CORTE A-A'



ALZADO LONGITUDINAL.

NORTE

CROQUIS DE LOCALIZACION

CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA

LEGENDA

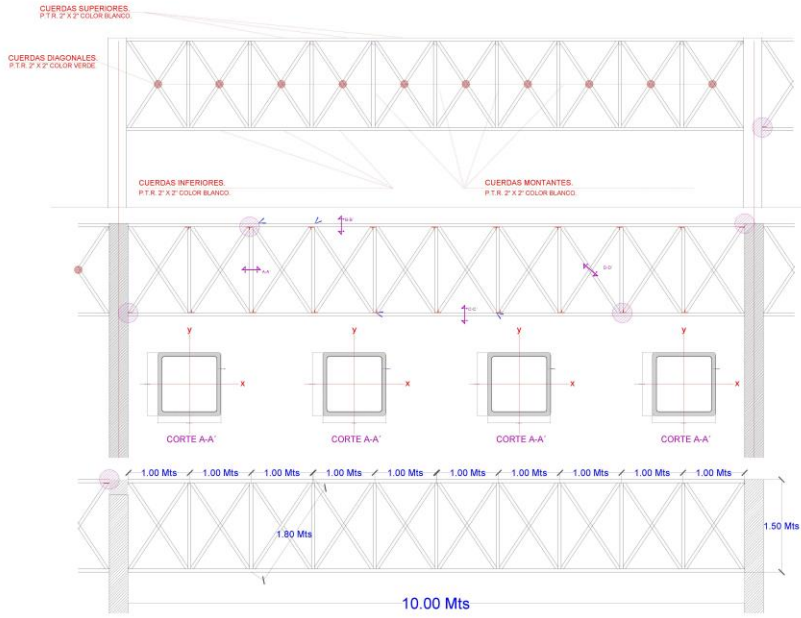
CUADRO DE AREAS

ENTORNO DE MEDIOS

PROYECTO

TIPO A

A-01



NORTE

CROQUIS DE LOCALIZACION

CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA

PROYECTO

TABLA DE VOLUMENES

DATOS GENERALES

CUADRO DE AREAS

DATOS GENERALES

PROYECTO

EST. ARMADURAS

TIPO A

E-03

INSTITUCION